

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсового проекту
з дисципліни

«РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА ЗМІЦНЕННЯ БУДІВЕЛЬ»

*(для студентів 5 курсу денної, 6 курсу заочної форм навчання
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*



**ХАРКІВ
ХНАМГ
2012**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Реконструкція та зміцнення будівель» (для студентів 5 курсу денної, 6 курсу заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: О. І. Лугченко, О. Ю. Кулаков. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 74 с.

Укладачі: О. І. Лугченко,
О. Ю. Кулаков

Рецензент: к.т.н., доц. В. А. Мазур

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 2 від 21.09.2012 р.

ВСТУП

Курсовий проект виконується під час вивчення дисципліни «Реконструкція та зміцнення будівель». Проектування на вказану тему дає можливість більш глибоко засвоїти теоретичні положення цієї дисципліни і вивчених раніше загальних курсів «Металеві конструкції», «Залізобетонні та кам'яні конструкції», «Проектування залізобетонних конструкцій» та «Проектування металевих конструкцій», навчитися розробляти рішення з раціонального підсилення конструкцій і виконувати розрахунки до цих рішень.

Підсилення конструкцій необхідне у випадках, коли їхня несуча здатність або жорсткість є недостатніми, що зв'язано або зі збільшенням навантажень і прольотів при реконструкції споруди (моральний знос), або з дефектами й пошкодженнями конструкцій та їх з'єднань (фізичний знос).

Висновки про недостатню надійність і виявлення елементів, які потребують підсилення, мають бути обґрунтовані:

- обстеженням технічного стану споруди, що включає контрольні обміри, облік дефектів, уточнення міцнісних характеристик матеріалів конструкцій, натурні випробування;
- перевірочними розрахунками, що включають уточнення навантажень, параметрів конструкцій і розрахункових моделей.

Проект підсилення складають на заключному етапі підготовки споруди до реконструкції.

ЧАСТИНА I

ПІДСИЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

У курсовому проекті студенти виконують проектування підсилення балок перекриття робочого майданчику цеху в зв'язку зі збільшенням навантаження на майданчик (внаслідок модернізації технологічного процесу в цеху), використовуючи спосіб нарощування поперечних перерізів елементів.

У проекті потрібно:

1. Підібрати переріз допоміжної та головної балки під дію існуючого навантаження;
2. Виконати підсилення перерізу головної балки (згідно з завданням);
4. Виконати підсилення перерізу колони (згідно з завданням);

Обсяг роботи:

- пояснювальна записка на 15-20 стор.;
- креслення – три аркуші формату А-3.

На кресленні виконати:

1. Монтажний план балок перекриття;
2. Конструктивне креслення підсилення допоміжної балки;
3. Конструктивне креслення підсилення головної балки;
4. Конструктивне креслення підсилення колони;
5. Специфікацію елементів підсилення.

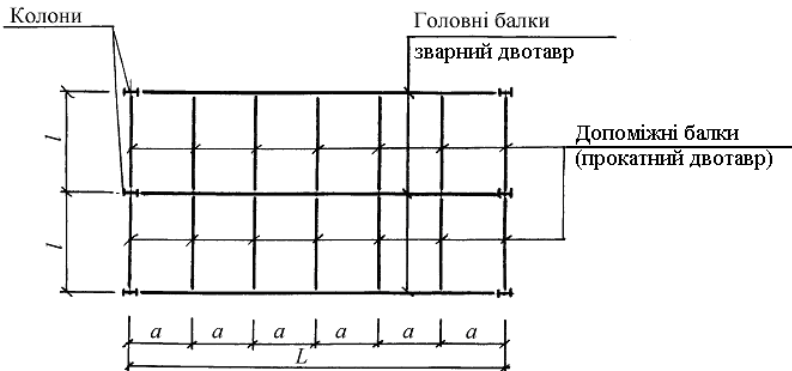


Рис. 1 – Монтажна схема балок перекриття промислового майданчика

Вихідні дані для проектування беруть з методичних вказівок з самостійної роботи з дисципліни «Реконструкція та зміцнення будівель» (для студентів 5 курсу денної та 6 курсу заочної форм навчання спеціальності 7.092101 та 8.092101 «Промислове і цивільне будівництво») за номером варіанта згідно порядкового номеру у обліковому журналі студентської групи.

1. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТУ, ЩО ЗГІНАЄТЬСЯ В УМОВАХ РЕКОНСТРУКЦІЇ

Перевірку існуючого елементу (балки) необхідно починати з підрахунку фактичних (з обліком додаткових) нормативних і розрахункових навантажень

$$\left. \begin{aligned} q^n &= 1,03(P_{пост}^n + P_{вр}^n + P_{дон.вр.}^n) \times a, \\ q &= 1,03(P_{пост}^n \times n_{пост.} + P_{вр}^n \times n_{вр.} + P_{дон.вр.}^n \times n_{дон.вр.}) \times a, \end{aligned} \right\}$$

де $P_{пост}^n$ – нормативне постійне навантаження, прийняте за завданням (кН/м²); $P_{вр.}^n$ – нормативне тимчасове навантаження, прийняте за завданням (кН/м²); $P_{вр.дон.}^n$ – нормативне додаткове тимчасове навантаження, прийняте за завданням (кН/м²); $n_{пост.}$, $n_{вр.}$, $n_{дон.вр.}$ – коефіцієнти надійності по навантаженнях, прийняті по нормах ДБН «Навантаження і впливи. Норми проектування»; 1,03 – коефіцієнт, що враховує власну вагу балки; a – крок допоміжних балок.

Далі встановлюється розрахункова схема балки. Допоміжна та головна балки є однопрогоновими шарнірно опертими, навантаженими рівномірно розподіленим навантаженням.

Перевірка міцності по нормальних напруженнях виконується на дію розрахункового навантаження q за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 W_{x,icn.}} \leq R_y \gamma_c,$$

де M_{\max} – максимальний згинальний момент у балці від дії рівномірно розподіленого навантаження

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$W_{x,icn.}$ – момент опору перерізу існуючої балки; визначається за сортаментом відповідно до номеру профілю або шляхом математичних обчислень для елементів складеного перерізу; γ_c – коефіцієнт умов роботи; c_1 – коефіцієнт розвитку пластичних деформацій у перерізі балки. Визначається в залежності від відношення площі полки до площі стінки по таблицях СНІП [3], орієнтовно приймається $c = 1,12$; R_y – розрахунковий опір сталі вигину по межі текучості.

Міцність на зріз по дотичних напруженнях для прокатних профілів перевіряти не потрібно, тому що вона забезпечується товщиною стінки прокатного профілю.

Перевірка жорсткості допоміжної балки виконується на дію нормативного навантаження q^n :

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^n l^3}{384 \cdot EI_{x,icn.}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

де E – модуль пружності для сталі: $E = 2,06 \cdot 10^4$ кН/см²; $I_{x,icn.}$ – момент інерції перерізу існуючої балки; $\frac{f}{l}$ – відносний прогин балки; $\left[\frac{f}{l} \right]$ – значення граничного відносного прогину балки.

$$\text{Для допоміжної балки: } \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

$$\text{Для головної балки: } \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}.$$

Якщо умова міцності й умова жорсткості виконуються – елементи перекриття можна експлуатувати без зміни їх конструкції. Якщо ж хоч одна з перевірок не виконується – необхідне підсилення.

1.1. Підсилення балок шляхом збільшення площі їх перерізу

Такий вид посилення є найбільш традиційним і не вимагає великих трудозатрат на його виконання. Найбільш ефективне таке посилення тоді, коли елементи підсилення найбільш вилучені від центра ваги поперечного перерізу балки. У залежності від конструкції покриття або перекриття застосовуються різні схеми збільшення площі перерізу балок.

При розрахунках підсилених елементів, розподіл нормальних напружень по висоті перерізу приймається лінійним.

Знаходимо необхідні геометричні характеристики підсиленого перерізу балки:

$$W_x^{nomp.} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c};$$

$$I_x^{nomp.} = \frac{W_x^{nomp.} \cdot h}{2};$$

де h – висота перерізу балки; $W_x^{nomp.}$, $I_x^{nomp.}$ – відповідно необхідні момент опору і момент інерції підсиленого переізу щодо центральної осі x .

Необхідний момент інерції елементів підсилення визначається по наступній залежності:

$$I_{n\dot{d}c.}^{mp.} = I_x^{nomp.} - I_{x,icn.}$$

Для випадку підсилення прокатних двотаврових балок смугами необхідний момент інерції підсилення визначається по залежності:

$$I_{n\dot{d}c.}^{nomp.} = 2A_{n\dot{d}c.} \left(\frac{h + t_{n\dot{d}c.}}{2} \right)^2 = \frac{A_{n\dot{d}c.} (h + t_{n\dot{d}c.})^2}{2};$$

Тоді значення необхідної площі поперечного перерізу смуг підсилення:

$$A_{nomp. n\dot{d}c} = \frac{2I_{n\dot{d}c}^{nomp}}{(h + t_{n\dot{d}c})^2},$$

де $A_{nomp. n\dot{d}c.}$ – необхідна площа поперечного перерізу однієї смуги підсилення; $t_{n\dot{d}c.}$ – товщина смуги підсилення.

Попередньо приймається рівною 10...12 мм.

Далі задаємося шириною смуги підсилення $e_{n\dot{d}c}$ та визначаємо фактичну товщину елементу підсилення.

$$t_{n\dot{d}c.} = A_{n\dot{d}c.}^{nomp} / e_{n\dot{d}c.}$$

Визначаємо фактичні геометричні характеристики підсиленого перерізу і робимо перевірки міцності і жорсткості підсиленої балки:

$$I_x = I_{x,icn.} + I_{x,n\dot{d}c.}$$

$$I_y = I_{y,icn.} + I_{y,n\dot{d}c.}$$

$$I_x^{n\dot{d}c} = A_{n\dot{d}c.} \left(\frac{h + t_{n\dot{d}c}}{2} \right)^2.$$

Власним моментом інерції смуг посилення зневажаємо через його малу величину.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot \frac{h'}{2} \leq R_y \gamma_c,$$

де $h' = h + 2t_{n\dot{d}c.}$; h' – висота підсиленого перерізу.

Якщо для підсиленого перерізу не виконується хоча б одна з перевірок, необхідно збільшити товщину смуг підсилення і вдруге зробити перевірки міцності і жорсткості.

У більшості випадків підсилення балок потрібно робити не по всій довжині, а лише на ділянці, де значення згинальних моментів пе-

ревищують значення M_{\max} існуючої балки. Це викликано тим, що не всі перерізи балки зі збільшенням навантаження перестають задовольняти умові міцності.

Визначаємо зони підсилення або відстані x від опори до елемента підсилення. З рівності згинального моменту M_{\max} від дії всіх розрахункових навантажень (з урахуванням збільшення корисного навантаження) граничному моментові, сприймаємому існуючою балкою, визначаємо значення x .

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{ql}{2} \cdot x_1 - \frac{qx_1^2}{2}, \\ M_{пред.} &= W_{x,icn.} R_y \gamma_c, \end{aligned} \right\} \Rightarrow x_{1,2} = \frac{ql \pm \sqrt{(ql)^2 - 8qW_{x,icn.} R_y \gamma_c}}{2q}, \text{ де:}$$

$W_{x,icn.}$ – момент опору існуючої балки, см^3 ; L – проліт балки, м; q – розрахункове погонне навантаження, кН/м ; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Остаточна відстань від опори до елементів посилення приймаємо

$$a = x_1 - (200 \dots 300) \text{ мм},$$

де 200...300 мм приймається конструктивно для забезпечення повного включення елементів підсилення в роботу.

Довжину елементів підсилення встановлюємо по наступній залежності

$$l_{ндс.} = l - 2a.$$

1.2. Підсилення центрально-стиснутого елемента (колони) шляхом збільшення площі її перерізу

Перевірочні розрахунки центрально-стиснутих колон, що працюють на збільшені навантаження від технічного переозброєння і реконструкції, ведуться в наступному порядку:

- встановлюються дійсні розрахункові схеми існуючих колон, їх поперечні перерізи, матеріал конструкції і реально діючі навантаження і виконується цілий ряд перевірочних розрахунків;

- виявляються резерви несучої здатності існуючих конструкцій, а також визначаються елементи конструкцій і конструкції в цілому, потребуючі посилення.

- виконується проект посилення зазначених конструкцій розрахункова і графічна частина

Посилення колон необхідно, як правило, при значному збільшенні навантажень, у випадку корозійного зносу або при значних локальних ушкодженнях. Через складність розвантаження колон їх по-

силення звичайно виконується під навантаженням, що в основному визначає вибір способу посилення.

При посиленні центрально-стиснутих колон і стійок рекомендуються симетричні схеми посилення або схеми, що забезпечують мінімальний зсув центра ваги посиленого перерізу від лінії дії стискальних зусиль.

Визначається розрахункове стискаюче зусилля в існуючій колоні з урахуванням додаткового навантаження ($P_{\text{доп.вр}}$) і маси колони ($G_{\text{кол}}$)

$$N = n \left(P_{\text{пост}}^n \cdot n_{\text{пост}} + P_{\text{вр}}^n \cdot n_{\text{вр}} + P_{\text{доп.вр}}^n \cdot n_{\text{доп.вр}} \right) \cdot L \cdot l + G_{\text{кол}}^n \cdot n,$$

де $P_{\text{пост}}^n$ – нормативне постійне навантаження, прийняте за завданням (кН/м^2); $P_{\text{вр}}^n$ – нормативне тимчасове навантаження, прийняте за завданням (кН/м^2); $P_{\text{доп.вр}}^n$ – нормативне додаткове тимчасове навантаження, прийняте за завданням; n – коефіцієнт, що враховує власну вагу балкового перекриття, приймається по нормах; $n_{\text{пост}}$, $n_{\text{вр}}$, $n_{\text{доп.вр}}$ – коефіцієнти надійності по навантаженнях; L, l – прольоти головної і допоміжної балок відповідно; $G_{\text{кол}}^n$ – маса існуючої колони, обумовлена в такий спосіб

$$(2A_f + A_w) \cdot l_c \cdot \gamma \cdot 1,05,$$

де A_f, A – площі поперечного переріза поясів і стінки колони, м^2 ; γ – об'ємна вага матеріалу конструкції, кг/м^3 ; l_c – геометрична довжина стрижня колони, м.

Встановлюється розрахункова схема існуючої колони, виходячи з конструкції заземлення її кінців і визначається геометрична і розрахункова довжина стрижня колони.

l_{ef} – розрахункова довжина стрижня

$$l_{\text{ef}} = l_c \mu$$

μ – коефіцієнт розрахункової довжини.

Визначаються геометричні характеристики існуючого перерізу колони

$$a = \frac{h_w + t_f}{2};$$

$$h = h_w + 2t_f$$

Визначається площа перерізу:

$$A_{\text{сущ.}} = 2A_f + A \text{ (см}^2\text{)}$$

Момент інерції щодо осі x :

$$I_{x,суц} = \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f^3}{12} + 2 A_f a^2, \text{ (см}^4\text{)}$$

Момент інерції щодо осі y :

$$I_{y,суц} = \frac{h_{\omega} t_{\omega}^3}{12} + 2 \frac{t_f b_f^3}{12}, \text{ (см}^4\text{)}$$

Обчислюються радіуси інерції щодо осей x та y :

$$i_{x,суц} = \sqrt{\frac{I_{x,суц}}{A_{суц}}}; i_{y,суц} = \sqrt{\frac{I_{y,суц}}{A_{суц}}}, \text{ (см)}$$

Знаходять гнучкості щодо осей x та y

$$\lambda_{x,суц} = \frac{l_{ef,x}}{i_{x,суц}} \leq [\lambda]; \quad \lambda_{y,суц} = \frac{l_{ef,y}}{i_{y,суц}} \leq [\lambda].$$

2. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

В результаті обстеження існуючого балкового перекриття виявлено:

- проліт головних балок $L = 12,6$ м;
- проліт допоміжних балок $l = 5,1$ м;
- крок допоміжних балок, $a = 2,1$ м;
- висота колон $H = 6,7$ м;
- постійне нормативне навантаження $P_n = 2,73$ кН/м²;
- тимчасове нормативне навантаження $P_{n\text{ тим}} = 8,33$ кН/м²;
- переріз допоміжної балки – двотавр №30;
- матеріал головних балок – сталь С-245 (ВстЗпсб-1) з

$$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2;$$

- матеріал допоміжної балки – сталь марки С-245 (ВстЗпсб-1) з
- $$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Передбачувана заміна устаткування на перекритті (результат реконструкції) збільшує тимчасове нормативне навантаження. Додаткове тимчасове нормативне навантаження $P_{n\text{ дод.тим}} = 12,5$ кН/м².

Потрібно перевірити міцність і жорсткість існуючих допоміжних балок, головних балок та колон і при необхідності зробити підсилення шляхом збільшення площі їх перерізу.

2.1. Розрахунок підсилення допоміжної балки

Визначаємо фактичні значення нормативних і розрахункових навантажень на допоміжну балку за формулою

$$q_n = 1,03 \cdot (2,73 + 8,33 + 12,5) \cdot 2,1 = 50,96 \text{ кН/м},$$

$q = 1,03 \cdot (2,73 \cdot 1,05 + 8,33 \cdot 1,2 + 12,5 \cdot 1,2) \cdot 2,1 = 61,0 \text{ кН/м}$,
де 1,1 і 1,2 – коефіцієнти надійності по навантаженнях згідно з нормами.

Максимальний згинальний момент:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{61 \times 5,1^2}{8} = 198 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Робимо перевірку міцності, попередньо визначивши наступні геометричні характеристики №30: $W_x = 472 \text{ см}^3$; $I_x = 7080 \text{ см}^4$; ширина полиці $b = 135 \text{ мм}$.

$$\sigma = \frac{198 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 472} = 37,5 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1,1 = 26,4 \text{ кН/см}^2.$$

Робимо перевірку жорсткості:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{51 \cdot 10^{-2} \cdot 5,1 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = \frac{1}{167} > \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

При заданому збільшенні тимчасового навантаження існуючі допоміжної балки, виконані з двотавра №30, не задовольняють як умові міцності, так і умові жорсткості. У цьому випадку для нормальної експлуатації перекриття необхідно зробити підсилення допоміжних балок.

2.1.1. Підсилення робимо шляхом збільшення площі перерізу балки (приваркою до поясів двотавра №30 сталевих смуг)

$$W_x^{номр.} = \frac{198 \cdot 10^2}{24 \cdot 1} = 825 \text{ см}^3; \quad I_x^{номр.} = \frac{825 \cdot 30}{2} = 12375 \text{ см}^4.$$

Визначаємо необхідний момент інерції підсилення:
 $I_{підс.}^{номр.} = 12375 - 7080 = 5295 \text{ см}^4$.

Приймаємо $t_{підс} = 1,0 \text{ см}$, тоді:

$$A_{підс.}^{номр.} = \frac{4 \cdot 5295}{(30+1)^2} = 22,04 \text{ см}^2.$$

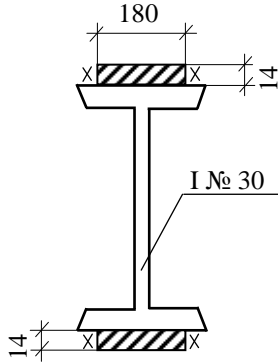


Рис. 2

Задаємося шириною листа підсилення, виходячи з конструктивних вимог. Відповідно до сортаменту смугового прокату, ширину листа підсилення призначаємо рівною 180 мм ($b_{підс.} = 180$ мм).

$$\text{Тоді: } t_{підс.} = \frac{A_{ус.}^{номр.}}{b_{підс.}} = \frac{22,04}{18} = 1,22 \text{ см.}$$

Приймаємо остаточно $t_{підс.} = 1,4$ см (відповідно до сортаменту смугового прокату). Визначаємо геометричні характеристики підсиленого перерізу балки і проводимо перевірки міцності і жорсткості.

$$I_{x,підс.} = b_{підс.} \cdot t_{підс.} \left(\frac{h}{2} + \frac{t_{підс.}}{2} \right)^2 = 18 \cdot 1,4 \left(\frac{30 + 1,4}{2} \right)^2 = 6212 \text{ см}^4.$$

$$I_x = I_{x,исн.} + 2I_{x,підс.} = 7080 + 2 \cdot 6212 = 19504 \text{ см}^4.$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot \frac{h'}{2} = \frac{198 \cdot 10^2 \cdot 32,8}{19504 \cdot 2} = 16,64 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності виконується.

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 51 \cdot 10^{-2} \cdot 5,1^3 \cdot 10^6}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 19504} = \frac{1}{454} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

Умова жорсткості забезпечена.

2.1.2. У разі підсилення допоміжної балки двома швелерами,

приймаємо підсилення з двох швелерів, які приварюються до балки симетрично від осі x-x (дивись рис. 3).

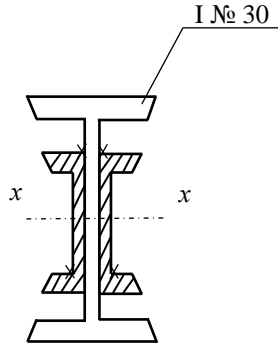


Рис. 3 – Переріз підсиленої допоміжної балки

Для якісного приварювання швелерів проміжки між ними і полицями двотаврів беруть не менше звису полиці двотаврів.

Геометричні характеристики №30: $W_x = 472 \text{ см}^3$; $I_x = 7080 \text{ см}^4$;

$$W_x^{номр.} = \frac{198 \cdot 10^2}{24 \cdot 1} = 825 \text{ см}^3,$$

$$I_x^{номр.} = \frac{825 \cdot 30}{2} = 12375 \text{ см}^4.$$

Визначаємо необхідні момент опору та момент інерції підсилення:

$$W_{номр.}^{нідс} = W_x^{номр} - W_x = 825 - 472 = 353 \text{ см}^3,$$

$$I_{нідс.}^{номр.} = I_x^{номр} - I_x = 12375 - 7080 = 5295 \text{ см}^4.$$

Обираємо у якості елементів підсилення швелери № 22:

Геометричні характеристики швелеру № 22: $W_x = 192 \text{ см}^3$;
 $I_x = 2110 \text{ см}^4$;

$$W_{x,n} = 2 \cdot 192 = 384 \text{ см}^3, \quad J_{x,n} = 2 \cdot 2110 = 4220 \text{ см}^4.$$

Перевірку міцності підсиленої балки використовують за критерієм крайової текучості (норма граничних пластичних деформацій $\varepsilon_{p,lim} = 0,002$) з коефіцієнтом $\gamma_m = 1$

Сумарний момент опору перерізу:

$$\sum W_x = W_{x,існ} + W_{x,ноо} = 472 + 384 = 856 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{\sum W_x} = \frac{19800}{856} = 23,13 \text{ кН/см}^2 = \gamma_c \cdot R_y = 1,1 \cdot 24 = 26,4 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність підсиленої балки достатня.

Перевірка жорсткості підсиленої балки

$$\sum J_x = J_{x,icn} + J_{x,n} = 7080 + 4220 = 11300 \text{ см}^4;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\max,n} \cdot l}{10 \cdot E \cdot \sum J_x} = \frac{16580 \cdot 510}{10 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 11300} = \frac{1}{276} < \frac{1}{250}.$$

Жорсткість підсиленої балки достатня.

2.1.3. Встановимо прив'язку елементів підсилення до опори.

Цю відстань розрахуємо з умови рівності несучої здатності балки за моментом $[M]$ моменту від зовнішнього навантаження після реконструкції M_x .

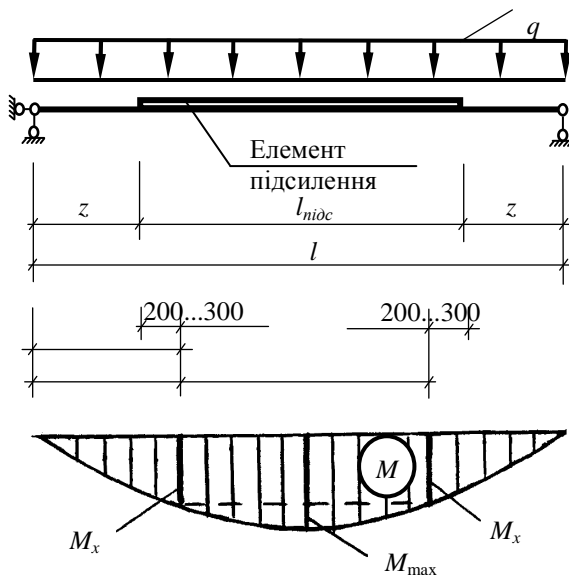


Рис. 4 – Прив'язка елементів підсилення до опори

Визначаємо відстань від лівої опори балки до елементів підсилення (смуг) користуючись формулою

$$M_x = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = [M]$$

де $q = 61 \text{ кН/м.}$

$$[M] = W_{x,icn} \cdot \gamma_c \cdot R_y = 472 \cdot 1,1 \cdot 24 = 12460,8 \text{ кН·см} = 124,61 \text{ кН·м.}$$

Відстані від лівої опори балки до підсилення

$$x_{1,2} = \frac{q \cdot l \pm \sqrt{(q \cdot l)^2 - 8 \cdot q \cdot [M]}}{2 \cdot q} =$$

$$= \frac{61 \cdot 5,1 \pm \sqrt{(61 \cdot 5,1)^2 - 8 \cdot 61 \cdot 124,61}}{2 \cdot 61} = \frac{311,1 \pm 189,7}{122}.$$

$$x_1 = 1 \text{ м}; \quad x_2 = 4,1 \text{ м}; \quad x_1 + x_2 = l.$$

Приймаємо прив'язку підсилення від опори

$$z = x_1 - 0,2 = 1,0 - 0,2 = 0,8 \text{ м},$$

де 0,2 м – конструктивний розмір, що забезпечує повне включення підсилення до роботи.

Довжина елемента підсилення становить

$$l_{\text{підс}} = l - 2 \cdot z = 5,1 - 2 \cdot 0,8 = 3,5 \text{ м}.$$

2.2. Розрахунок підсилення головної балки

У розрахунковому прикладі приймаємо: проліт головної балки $L = 12,6$ м, проліт допоміжних балок $l = 5,1$ м, їхній крок $a = 2,1$ м.

Матеріали балок – сталь класу С245 (ВСт 3 пс 6) з розрахунковим опором за табл. 51* СНіП II-23-81* «Сталеві конструкції» [3]

$R_y = 240$ МПа і коефіцієнтом умов роботи $\gamma_c = 1,1$.

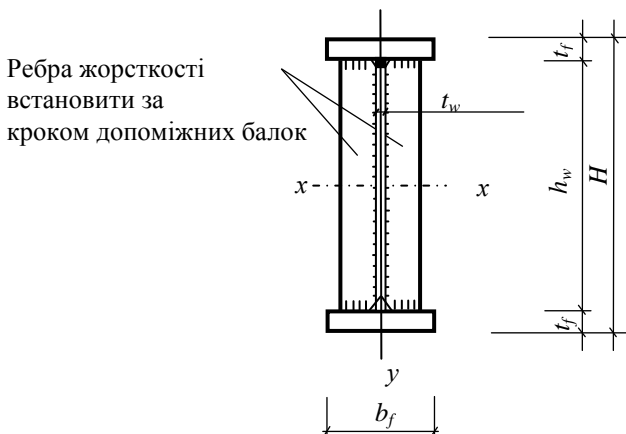


Рис. 5 – Поперечний переріз головної балки

2.2.1. Підбір перерізу головної балки

Визначаємо фактичні значення нормативних і розрахункових навантажень на головну балку до реконструкції:

$$q_n = 1,03(2,73+8,33) \times 5,1 = 58,1 \text{ кН/м},$$

$$q = 1,03(2,73 \times 1,05 + 8,33 \times 1,2) \times 5,1 = 67,6 \text{ кН/м},$$

де 1,1 і 1,2 – коефіцієнти надійності по навантаженнях згідно з нормами.

Підрахунок геометричних характеристик визначеного поперечного перерізу головної балки.

Зусилля від навантаження до реконструкції:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{67,6 \times 12,6^2}{8} = 1341 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{67,6 \times 12,6}{2} = 426 \text{ кН}.$$

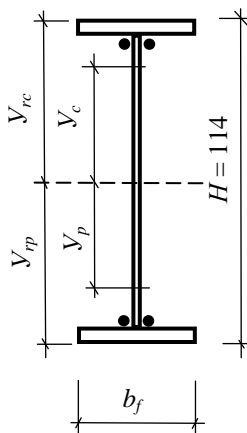


Рис. 6 – Переріз головної балки

Під діючі зусилля визначаємо переріз головної балки згідно з вимогами щодо його конструювання.

Момент інерції перерізу:

$$J_x = J_w + 2J_f = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 106^3}{12} + 2 \cdot 22 \cdot 2 \cdot \left(\frac{106 + 2}{2} \right) = 328145 \text{ см}^4.$$

Момент опору перерізу:

$$W_x = \frac{J_x}{H/2} = \frac{2 \cdot 328145}{110} = 5470 \text{ см}^3.$$

Несуча здатність головної балки:

- перерізу за максимальним згинальним моментом

$$[M]_{ГБ} = R_y \cdot \gamma_c \cdot W_x = 24 \cdot 1,1 \cdot 5470 = 144408 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1444,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- за погонним навантаженням на головну балку при її прольоті
 $L = 12,6 \text{ м}$

$$[q] = \frac{8 \cdot [M]_{ГБ}}{L^2} = \frac{8 \cdot 1444,1}{12,6^2} = 72,77 \text{ кН/м};$$

- за навантаженням на перекриття при кроці головних балок
 $l = 5,1 \text{ м}$

$$q_1 = \frac{[q]}{l} = \frac{72,77}{5,1} = 14,27 \text{ кН/м}^2.$$

2.2.2. Підсилення головної балки листами

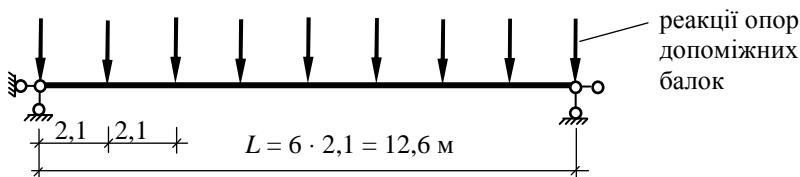


Рис. 7 – Розрахункова схема головної балки

Навантаження на балку.

Якщо в прольоті балки більше трьох сил, то можна приймати навантаження рівномірно розподіленим. Визначаємо фактичні значення нормативних і розрахункових навантажень на головну балку після реконструкції:

$$q_n = 1,03 \cdot (2,73 + 8,33 + 12,5) \cdot 5,1 = 123,76 \text{ кН/м},$$

$$q = 1,03 \cdot (2,73 \cdot 1,05 + 8,33 \cdot 1,2 + 12,5 \cdot 1,2) \cdot 5,1 = 148,14 \text{ кН/м},$$

де 1,1 і 1,2 – коефіцієнти надійності по навантаженнях згідно з нормами.

Зусилля від навантаження після реконструкції:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{148,14 \times 12,6^2}{8} = 2940 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{148,14 \times 12,6}{2} = 933,3 \text{ кН.}$$

Момент, який повинно сприймати підсилення:

$$M_{\text{нідс}} = M_{\max} - [M]_{ГБ} = 2940 - 1341 = 1599 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Потрібний момент опору підсилення:

$$W_{\text{нідс}} = \frac{M_{\text{нідс}}}{\gamma_c \cdot R_y} = \frac{159900}{1,1 \cdot 24} = 6056,8 \text{ см}^3.$$

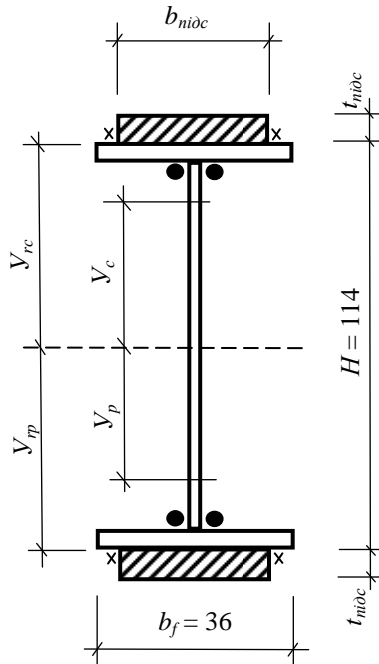


Рис. 8 – Переріз підсиленої головної балки

Тоді потрібна площа листа підсилення:

$$A_{n\dot{d}c} = \frac{2 \cdot J_{n\dot{d}c}}{(H + t_{n\dot{d}c})^2} = \frac{2 \cdot 345238}{(110 + 2)^2} = 55,04 \text{ см}^2.$$

Уточнюємо потрібну товщину листа:

$$t_{n\dot{d}c} = \frac{A_{n\dot{d}c}}{b_{n\dot{d}c}} = \frac{55,04}{34} = 1,61 \text{ см.}$$

Приймаємо за сортаментом смугової сталі товщину листа $t = 20$ мм і підрахуємо геометричні характеристики балки:

$$J_{x,n\dot{d}c} = 2 \cdot b_{n\dot{d}c} \cdot t_{n\dot{d}c} \cdot \left(\frac{H + t_{n\dot{d}c}}{2} \right)^2 = 2 \cdot 34 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{110 + 2}{2} \right)^2 = 426496 \text{ см}^4,$$

$$\sum J_x = J_x + J_{x,n\dot{d}c} = 328145 + 426496 = 754641 \text{ см}^4;$$

$$\sum W_x = \frac{\sum J_x}{\frac{H + 2 \cdot t_{n\dot{d}c}}{2}} = \frac{754641 \cdot 2}{110 + 2 \cdot 2} = 13239 \text{ см}^3.$$

Перевірку міцності підсиленої балки виконуємо за критерієм розвинутих пластичних деформацій як для елемента IV класу (норма пластичних деформацій $\varepsilon_{p,\text{lim}} = 0,004$) з коефіцієнтом $\gamma_m = 0,95$.

несуча здатність за моментом підсиленого перерізу за формулою:

$$[M] = [A_c \cdot Y_c + A_p \cdot Y_p + \alpha \cdot (A_{rc} \cdot Y_{rc} + A_{rp} \cdot Y_{rp})] \cdot R_y \cdot \gamma_M;$$

де A_c і A_p – площі стиснутої і розтягнутої зон перерізу підсилюваного елемента; A_{rc} і A_{rp} – площі стиснутого і розтягнутого підсилення; Y_c і Y_p – відстані від центру тяжіння стиснутих і розтягнутих площ підсилюваного елемента до центральної осі елемента (див. рис. 8); Y_{rc} і Y_{rp} – відстані від центру тяжіння на стиснутих і розтягнутих площ підсилення до центральної осі елемента; $\alpha = \frac{R_{ry}}{R_y}$ – співвідношення розра-

хункових опорів сталі підсилення і балки.

Для симетричного підсилення при

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 22 \cdot 2 + 106 \cdot 0,8 = 172,8 \text{ см}^2.$$

$$A_c = A_p = \frac{A}{2} = 86,4 \text{ см}^2.$$

$$Y_c = Y_p = \frac{b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4}}{b_f \cdot t_f + \frac{h_w}{2} \cdot t_w} =$$

$$= \frac{22 \cdot 2 \cdot \frac{106+2}{2} + \frac{106}{2} \cdot 0,8 \cdot \frac{106}{4}}{22 \cdot 2 + \frac{106}{2} \cdot 0,8} = 40,26 \text{ см.}$$

$$V_{rc} = V_{rp} = \frac{H + t_{n\dot{o}c}}{2} = \frac{110 + 2,0}{2} = 56,0; \quad \alpha = 1;$$

$$[M] = [2 \cdot 106 \cdot 40,26 + 2 \cdot 34 \cdot 2,0 \cdot 56] \cdot 24 \cdot 0,95 = 368243 \text{ кН}\cdot\text{см} = 3682,4 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$[M] \cdot C_{\tau} \cdot \gamma_c = 3682,4 \cdot 1 \cdot 1,1 = 4050,7 \text{ кН}\cdot\text{см} \geq M_{\max} = 2940 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де коефіцієнт впливу поперечних сил $C_{\tau} = 1$ при $\tau \leq 0,4 \cdot R_p$ (для середини прольоту поперечна сила близька до нуля).

Виконуємо перевірку жорсткості підсиленого перерізу

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\max, n} \cdot L}{10 \cdot E \cdot \sum J_x} = \frac{294000 \cdot 1260}{1,15 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 754641} = \frac{1}{476} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}.$$

Міцність і жорсткість підсиленої балки достатні.

Визначаємо відстань від лівої опори балки до підсилення:

$$x_{1,2} = \frac{q \cdot L \pm \sqrt{(q \cdot L)^2 - 8 \cdot q \cdot [M]_{ГБ}}}{2 \cdot q} = \frac{148,14 \cdot 12,6 \pm \sqrt{(148,14 \cdot 12,6)^2 - 8 \cdot 148,14 \cdot 4050,7}}{2 \cdot 148,14} = \frac{1866,6 \pm 1147,4}{296,28}.$$

$$x_1 = 2,43 \text{ м}; \quad x_2 = 10,17 \text{ м}; \quad x_1 + x_2 = L.$$

Приймаємо прив'язку підсилення від опори:

$$z = x_1 - 0,3 = 2,43 - 0,3 = 2,13 \text{ м},$$

де 0,3 м – конструктивний розмір, що забезпечує повне включення підсилення в роботу.

Довжина елемента підсилення:

$$l_{n\dot{o}c} = L - 2 \cdot z = 12,6 - 2 \cdot 2,13 = 8,34 \text{ м.}$$

Потрібна товщина стінки балки при збільшенні навантаження:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot \gamma_c \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 933,3}{106 \cdot 1,1 \cdot 13,92} = 0,862 \text{ см} = 8,62 \text{ мм},$$

де $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Потрібна товщина підсилення стінки листом:

$$t_{w, n\dot{o}c} = 8,62 - 8 = 0,62 \text{ мм.}$$

Мінімальна конструктивна товщина листа – 4 мм за умови недопущення його жолоблення. Ширину листів підсилення приймемо за

умови не менше ніж $\frac{h_w}{2} = \frac{106}{2} = 53$ см. Візьмемо за сортаментом листи 4 x 530 мм.

Стінка існуючої балки спроможна сприймати граничну поперечну силу: $[Q] = \frac{\gamma_c \cdot R_s \cdot h_w \cdot t_w}{1,5} = \frac{1,1 \cdot 13,92 \cdot 106 \cdot 0,8}{1,5} = 865,6$ кН.

$$\frac{Q_{\max}}{[Q]} = \frac{\frac{L}{2}}{\frac{L}{2} - X}; \quad X = \frac{L \cdot (Q_{\max} - [Q])}{2 \cdot Q_{\max}} = \frac{12,6 \cdot (933,3 - 865,6)}{2 \cdot 933,3} = 0,457 \text{ м.}$$

Прив'язка елемента підсилення стінки до опори:

$$z = 0,457 + 0,3 = 0,757 \text{ м.}$$

Конструктивно приймаємо довжину підсилення на 1 панель проміж ребрами жорсткості – 2,1 м.

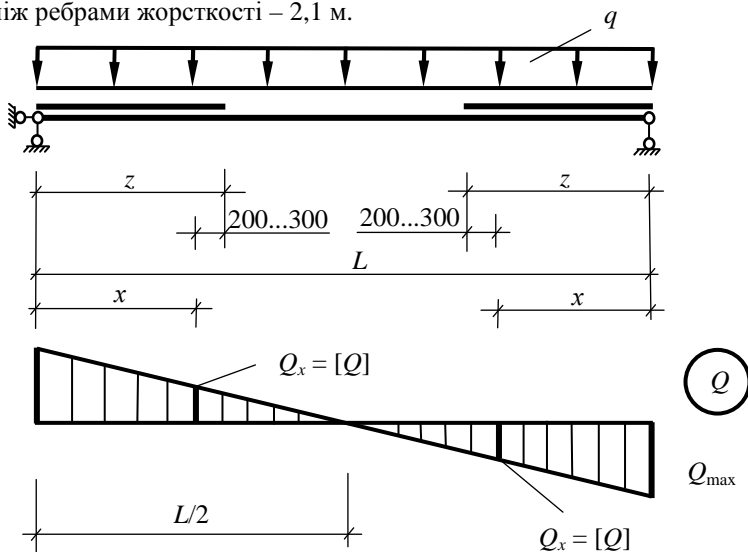


Рис. 9 – Визначення потрібної довжини підсилення

За подібності трикутників на епюрі « Q »:

2.2.3. Розрахунок зварних швів прикріплення накладних листів до полук двотавра

Статичний момент листа підсилення:

$$S_{x,n} = b_{n\partial c} \cdot t_{n\partial c} \cdot \left(\frac{H + t_{n\partial c}}{2} \right) = 34 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{110 + 2,0}{2} \right) = 3944 \text{ см}^3.$$

Зсуваюча сила на 1 см довжини шва:

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x,n}}{\sum J_x} = \frac{933,3 \cdot 3944}{754641} = 4,88 \text{ кН}.$$

Потрібний катет швів:

а) по металу шва

$$K_f = \frac{0,5 \cdot T}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,5 \cdot 4,88}{0,7 \cdot 18 \cdot 0,85 \cdot 1} = 0,20 \text{ см};$$

б) по металу межі сплавлення

$$K_f = \frac{0,5 \cdot T}{\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{0,5 \cdot 4,88}{1 \cdot 0,45 \cdot 36,5 \cdot 1 \cdot 1} = 0,13 \text{ см}.$$

Приймаємо мінімальний конструктивний катет шва – 4 мм.

2.3. Підсилення центрально-стиснутого елемента

Перевірити на міцність і стійкість стрижень існуючої центрально-стиснутої колони зі звареного двотавру, шарнірно обертої на фундамент і в рівні покриття.

Діючі нормативні навантаження:

- постійна $P_n = 3,7 \text{ кН/м}^2$;

- тимчасова $P_{ep} = 13,4 \text{ кН/м}^2$;

- додаткова тимчасова $P_{дон. ep} = 6,5 \text{ кН/м}^2$.

Проліт головної балки $L = 12,6 \text{ м}$;

Висота головної балки $H = 1,1 \text{ м}$.

Проліт допоміжної балки $l = 6,0 \text{ м}$.

Крок допоміжних балок $a = 2,1 \text{ м}$.

Відмітка верху допоміжної балки $H = 6,6 \text{ м}$.

Відмітка верха фундаменту $h = -0,5 \text{ м}$.

Сполучення балок – поверхове.

Під діючі зусилля визначаємо переріз колони згідно з вимогами щодо його конструювання:

$$b_f \times t_f = 260 \times 16 \text{ мм}; h_w \times t_w = 250 \times 8 \text{ мм}.$$

Спосіб посилення колони – двома швелерами.

Матеріал конструкції підбирається відповідно до завдання.
 Приймаємо сталь С-235 з $R_y = 220 \text{ МПа} = 22 \text{ кН/см}^2$.

$$N = n \cdot (P_{\text{пост}}^n n_{\text{пост}} + P_{\text{вр}}^n n_{\text{вр}} + P_{\text{доп.вр}}^n n_{\text{вр}}) \cdot L \cdot l + G_{\text{кол}} n,$$

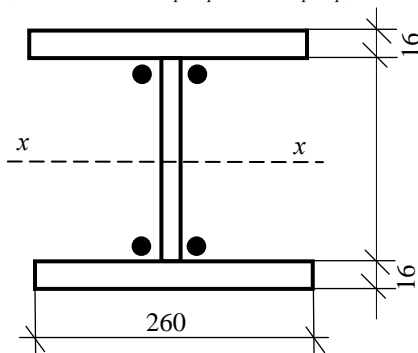


Рис. 10 – Переріз колони

$$n = 1,03;$$

$$n_{\text{пост}} = 1,05, \text{ для металевих конструкцій};$$

$$n_{\text{вр}} = 1,2;$$

$$l_c = H + h_{\text{б}} - h_{\text{г.б.}} - h_{\text{б.н.}} = 660 + 50 - 110 - 33 = 567 \text{ см.}$$

$$G_{\text{кол}} = (2 \cdot 26 \cdot 1,6 + 25 \cdot 0,8) 567 \cdot 1,05 \cdot 7,85 \cdot 10^{-3} = 484,4 \text{ кг.}$$

$$N = 1,03 (3,7 \cdot 1,05 + 13,4 \cdot 1,2 + 6,5 \cdot 1,2) \cdot 12,6 \cdot 6 + 48,44 \cdot 1,5 = 2171,7 \text{ кН} \approx 2172 \text{ кН.}$$

Встановлюємо розрахункову схему і розрахункову довжину стрижня колони.

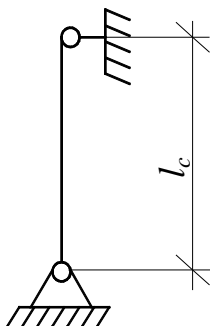


Рис. 11 – Розрахункова схема колони

Виходячи з умов обпирання, розрахункова схема колони.
Для даної розрахункової схеми коефіцієнт визначення розрахункової довжини $\mu = 1$.

Отже, розрахункова довжина стрижня колони

$$l_{ef} = \mu l_c = 1 \cdot 567 = 567 \text{ см.}$$

Визначаємо геометричні характеристики перерізу колони:

$$h_k = h_\omega + 2t_f = 250 + 32 = 282 \text{ см.}$$

$$A = A_\omega + 2A_f = 25 \cdot 0,8 + 2 \cdot 26 \cdot 1,6 = 103,2 \text{ см}^2.$$

$$I_{x,icn} = \frac{25^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \frac{26 \cdot 1,6^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{25 + 1,6}{2} \right)^2 = 15776,7 \text{ см}^4;$$

$$I_{y,icn} = \frac{25 \cdot 0,8^3}{12} + 2 \frac{1,6 \cdot 26^3}{12} = 4688 \text{ см}^4.$$

Радіуси інерції щодо осей x і y :

$$i_{x,icn} = \sqrt{\frac{15776,7}{103,2}} = 12,36 \text{ см.} \quad i_{y,icn} = \sqrt{\frac{4688}{103,2}} = 6,74 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня колони щодо осей:

$$\lambda_{x,icn} = \frac{567}{12,36} = 45,9 \approx 46, \quad \lambda_{y,icn} = \frac{567}{6,74} \approx 84.$$

По максимальній з гнучкостей $\lambda_y = 84$ і розрахунковому опоріві сталі $R_y = 220$ МПа, визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,682$.

Робимо перевірку стійкості стрижня колони на дію нового навантаження (з урахуванням додаткового):

$$\sigma = \frac{2171,7}{0,682 \cdot 103,2} = 30,9 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Отже необхідно робити посилення.

Визначаємо необхідну площу поперечного перерізу колони:
при $\lambda = 84$; $\varphi = 0,682$

$$A_{nomp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2171,7}{0,682 \cdot 22 \cdot 1,1} = 131,58 \text{ см}^2.$$

Необхідна площа елементів посилення:

$$A_{niod} = A_{nomp} - A$$

$$A_{niod} = 131,58 - 103,2 = 28,38 \text{ см}^2.$$

Тому що посилення колони планувалося робити двома швелерами, то площа поперечного перерізу одного елементу підсилення

$$A_{шв} = A_{niod} / 2 = 28,38 / 2 = 14,19 \text{ см}^2.$$

Керуючись сортаментом для посилення колони обираємо: 2 [12:
 $A_{ув} = 15,6 \text{ см}^2$;
 $I_x = 491 \text{ см}^4$;
 $I_y = 45,4 \text{ см}^4$.
 $z_0 = 1,67 \text{ см}$.

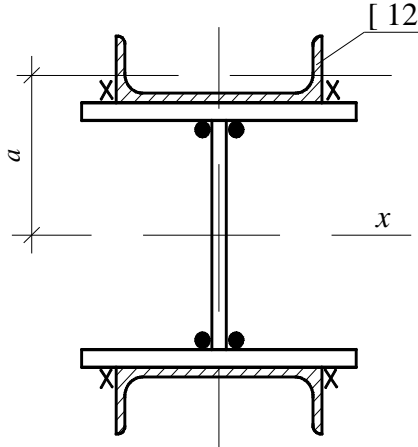


Рис. 12

Визначаємо геометричні характеристики посиленого перерізу

$$A = A_{ичн} + A_{нідс} = 103,2 + 2 \cdot 15,6 = 134,4 \text{ см}^2$$

$$I_{y,нідс} = I_{x,ичн} + 2I_x^{ув} = 4688 + 2491 = 5670 \text{ см}^4$$

$$i_y^{yc} = \sqrt{\frac{I_y^{нідс}}{A_{нідс}}} = \sqrt{\frac{5670}{134,4}} = 6,5 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y^{нідс}} = \frac{567}{6,5} = 87,3 \approx 88,$$

$$I_x^{yc} = I_{x,ичн} + 2I_y^{ув} + 2A_{ув}a^2 =$$

$$= 15776,7 + 2 \cdot 45,4 + 2 \cdot 15,6 (1,67 + 14,1)^2 \approx 23627 \text{ см}^4,$$

$$i_x^{нідс} = \sqrt{\frac{I_x^{нідс}}{A_{нідс}}} = \sqrt{\frac{23627}{134,4}} = 13,23 \text{ см},$$

$$\lambda_x = \frac{567}{13,23} = 42,8,$$

так як $\lambda_x < \lambda_y$, то
$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A_{n\dot{o}c}} \leq R_y \lambda_c,$$

при $\lambda = 88$; $R_y = 220$ МПа; $\varphi_y = 0,653$

$$\sigma = \frac{2171,7}{0,653 \cdot 134,4} = 24,9 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність колони не забезпечена, тому для посилення колони приймаємо:

2[14а:

$$A = 17 \text{ см}^2,$$

$$I_x = 545 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 57,5 \text{ см}^4;$$

$$z_0 = 1,87 \text{ см}.$$

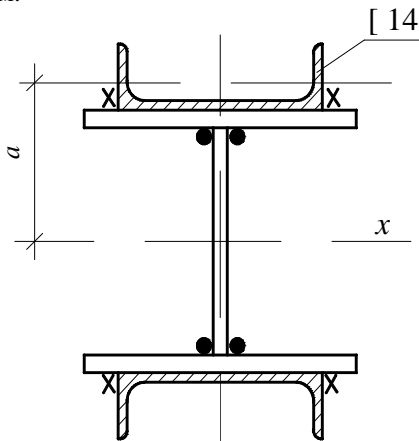


Рис. 13

$$A_{n\dot{o}c} = 103,2 + 2 \cdot 17 = 137,2 \text{ см}^4,$$

$$I_y^{n\dot{o}c} = I_n^{icn.} + 2I_x^{uw} = 4688 + 2 \cdot 545 = 5778 \text{ см}^4;$$

$$i_y^{n\dot{o}c} = \sqrt{\frac{5778}{137,2}} = 6,489 \approx 6,5 \text{ см}.$$

$$\lambda_y = \frac{567}{6,5} = 87,4 \approx 88 \Rightarrow \varphi_y = 0,653$$

$$\sigma = \frac{2171,2}{0,653 \times 137,2} \approx 24,2 \text{ кН/см}^2 \approx R_y \gamma_c = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність підсиленого перерізу колони забезпечена.

ЧАСТИНА 2

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

У вказівках викладена методика основних положень розрахунку й конструювання підсилення залізобетонних і кам'яних елементів будівель.

За індивідуальним завданням необхідно запроектувати підсилення несучих конструкцій за умови додаткового навантаження на перекриття. Будівлю прийняти із жорсткою конструктивною схемою.

Етапи виконання курсового проекту:

а) розробити компоновку конструктивної схеми будівлі без підвалу з вибором розбивочних осей, прив'язати до них колони й зовнішні стіни, розкласти плити збірного перекриття. Покриття будівлі – плоске, без технічного поверху, водовідвід внутрішній;

б) виконати збір навантаження на 1 м^2 покриття та перекриття. Згідно із зібраним навантаженням визначити погонне навантаження на ригель і поздовжнє зусилля на колону 1-го поверху. Розрахувати несучу здатність ригеля та колони до реконструкції (M_u, N_u);

в) розрахувати діючі зусилля після реконструкції за умови додаткового навантаження на перекриття (M_{tot}, N_{tot});

г) розрахувати і законструювати підсилення несучих елементів будівлі:

- ригель шпренгельною стяжкою;
- ригель горизонтальною стяжкою;
- колону попередньо напруженими розпорками;
- колону залізобетонною обоймою.

Пояснювальна записка має включати титульний аркуш, завдання на проектування, вступ, розрахунок і конструювання, список джерел.

Графічна частина включає фрагменти плану і розрізу будівлі, технічне рішення та конструювання підсилення запропонованого за варіантом елемента.

3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ

3.1. Розрахунок підсилення ригеля шпренгельною стяжкою

3.1.1. Дані для проектування

Прийнято статично визначений ригель, переріз якого надано на рис. 14. Бетон класу B25, армування згідно зі схемою, наданою на

рис. 1. Після реконструкції навантаження на ригель збільшилось із $q = (g+v) = 73,47 \text{ кН/м}$ до $q_{tot} = (g+v_{tot}) = 110 \text{ кН/м}$.

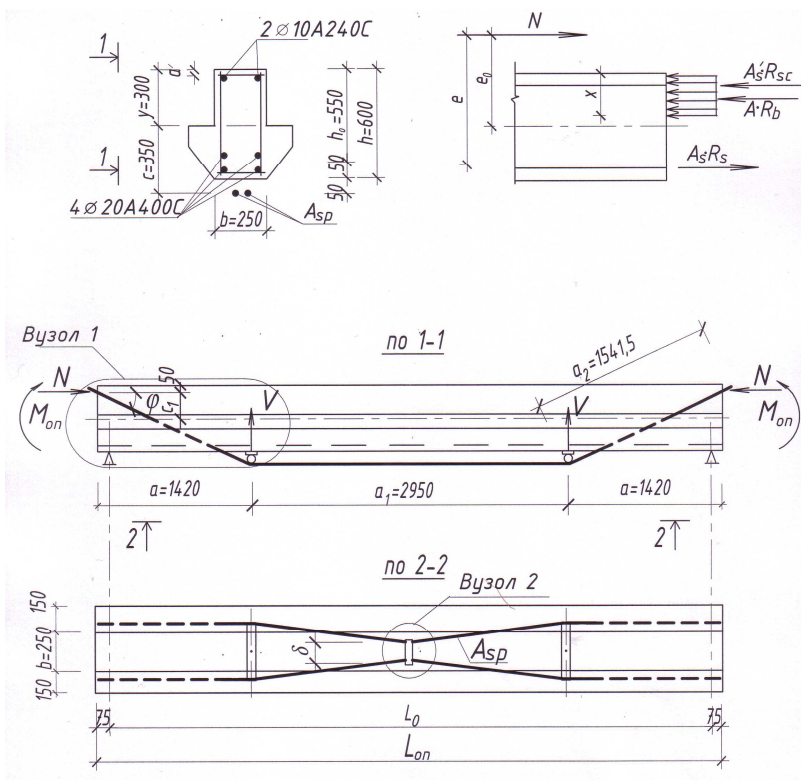


Рис. 14 – Підсилення ригеля шпрингальною стяжкою

3.1.2. Розрахунок

Несуча здатність ригеля до реконструкції становить

$$M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a');$$

за умови рівноваги

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{37,5 \cdot 19,63 - 22,5 \cdot 1,57}{1,45 \cdot 25} = 19,33 \text{ см},$$

$$M_u = 1,45 \cdot 25 \cdot 19,33 (55 - 0,5 \cdot 19,33) + 22,5 \cdot 1,57 (55 - 4) = 33568,4 \text{ кН·см}.$$

Діючий на ригель згинальний момент після реконструкції і збільшення навантаження дорівнює:

$$M_{tot} = \frac{ql_o^2}{8} = \frac{110 \cdot 5,79^2}{8} = 368,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{tot} = 368,8 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_u = 335,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тобто необхідне підсилення ригеля.

Зусилля в стяжці шпренгеля (розпір)

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = \frac{368,8 - 335,7}{0,35} = 94,6 \text{ кН}.$$

Визначаємо площу перерізу стяжки:

$$A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{sp} \cdot R_{sp}} = \frac{94,6}{0,8 \cdot 37,5} = 3,15 \text{ см}^2.$$

Приймаємо згідно із сортаментом 2Ø16 А400С ($A_{sp} = 4,02 \text{ см}^2$).

Реакція шпренгеля на балку

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = 94,6 \cdot \frac{60}{142} = 40,0 \text{ кН}.$$

Опорний момент

$$M_{on} = N \cdot c_l = 94,6 \cdot 0,25 = 23,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент від реакції шпренгеля

$$M_v = -V \cdot a = -40,0 \cdot 1,42 = -56,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент у прольоті

$$M_{np.} = M_{tot} + M_{on} + M_v = 368,8 + 23,65 - 56,8 = 335,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наводимо систему сил до однієї зовнішньої сили N з ексцентриситетом:

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{94,6} = 3,54 \text{ м}.$$

Тоді $e = e_o + h_o - y = 354 + 55 - 30 = 379 \text{ см}.$

Перевіряємо несучу здатність перерізу.

За умови рівноваги після реконструкції

$$N + R_s A_s = R_{sc} A'_s + R_b b x,$$

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{94,6 + 37,5 \cdot 19,63 - 22,5 \cdot 1,57}{1,45 \cdot 25} = 21,9 \text{ см},$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{21,9}{55} = 0,398 < \xi_y = 0,559.$$

Перевіряємо міцність після підсилення. Враховуючи зміну конструктивної й розрахункової схем, несуча здатність після підсилення буде

$$N \cdot e \leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 x) = 22,5 \cdot 1,57 \cdot (55 - 4) + \\ + 1,45 \cdot 25 \cdot 21,9 \cdot (55 - 0,5 \cdot 21,9) = 36771,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$N \cdot e = 94,6 \cdot 3,79 = 358,54 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$N \cdot e = 358,54 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{u, tot} = 367,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Умова виконується, тобто міцність після підсилення забезпечена.

3.1.3. Конструювання шпренгеля

Для включення шпренгеля в спільну роботу з ригелем приймаємо попереднє напруження в ньому $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Необхідне подовження шпренгеля

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} \cdot l}{E_{sp}},$$

$$\text{де } l = 2a_2 + a_1 = 2 \cdot 154,15 + 295 = 603,3 \text{ см.}$$

$$\Delta l = \frac{100 \cdot 603,3}{2,0 \cdot 10^5} = 0,3 \text{ см.}$$

Розраховуємо величину зближення стержнів δ у прольоті для створення попереднього напруження в стяжці:

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2} = 25 - \sqrt{(295 + 0,3)^2 - 295^2} = 25 - 13,3 = 11,7 \text{ см.}$$

Враховуючи податливість вузлів, приймаємо $\delta = 10 \text{ см}$.

Приклад конструювання вузлів шпренгельної стяжки наведений у додатках 2, 3.

3.2. Розрахунок підсилення ригеля горизонтальною стяжкою

Всі дані відповідають прикладу 2.1, схема армування і підсилення показана на рис. 15.

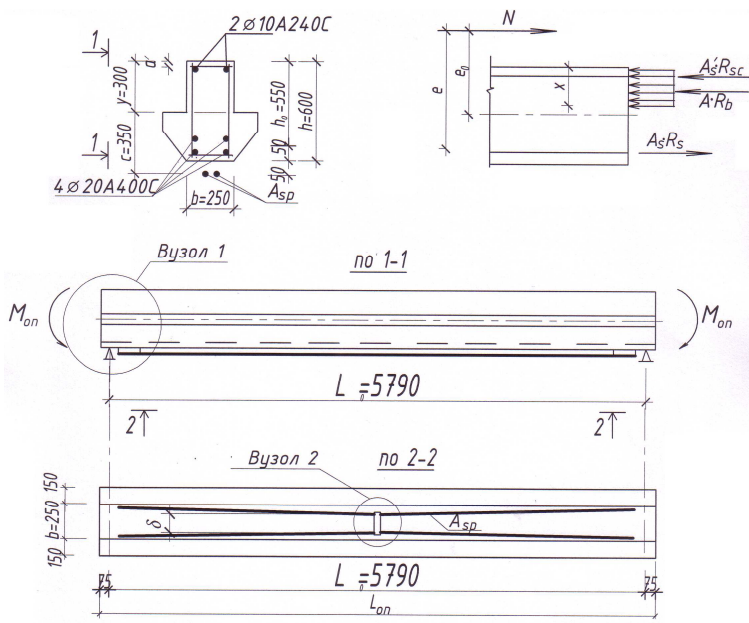


Рис. 15 – Підсилення ригеля горизонтальною стяжкою

3.2.1. Розрахунок

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = 19,33 \text{ см.}$$

$$M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = 335,7 \text{ кН·м.}$$

$$M_{tot} = 368,8 \text{ кН·м} > M_u = 335,7 \text{ кН·м,}$$

тобто необхідно підсилити ригель.

Зусилля у стяжці (розпір)

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = 94,6 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу стяжки

$$A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{sp} R_{sp}} = 3,15 \text{ см}^2.$$

Приймаємо згідно із сортаментом 2Ø16 A400C ($A_{sp} = 4,02 \text{ см}^2$).

Зусилля у стяжці створює момент

$$M_{on} = -N \cdot c = -94,6 \cdot 0,35 = -33,11 \text{ кН·м.}$$

Сумарний момент у прольоті

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} = 368,8 - 33,11 = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Наводимо систему сил до однієї зовнішньої сили N з ексцентриситетом

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{94,6} = 3,54 \text{ м}.$$

$$\text{Тоді } e = e_o + h_o - y = 354 + 55 - 30 = 379 \text{ см}.$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x позацентрово стиснутого елемента за умови рівноваги:

$$\begin{aligned} N + A_s R_s &= R_{sc} A'_s + R_b \cdot b \cdot x, \\ x &= \frac{N + A_s R_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = 21,9 \text{ см}. \end{aligned}$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{21,9}{55} = 0,398 < \xi_y = 0,559.$$

Перевіримо міцність після підсилення. Враховуючи зміну конструктивної і розрахункової схем, несуча здатність після підсилення

$$N \cdot e \leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5x) = 36771,8 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

$$N \cdot e = 94,6 \cdot 3,79 = 358,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N \cdot e = 358,54 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{u,tot} = 367,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Умова виконується, тобто несучої здатності балки після підсилення достатньо для сприйняття додаткового навантаження.

3.2.2. Конструювання

Щоб включити стяжку у спільну працю з ригелем, необхідно створити в ньому попереднє напруження. Приймаємо $\sigma_{sp} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Подовження стяжки

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l_o}{E_s} = \frac{100 \cdot 579}{2,0 \cdot 10^5} = 0,289 \text{ см}.$$

створюємо шляхом поперечного натягування стяжним болтом, при цьому відстань між стержнями стяжки має бути менше, ніж на опорах,

$$\text{на } \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = \sqrt{(579 + 0,289)^2 - 579^2} = 18,29 \text{ см}.$$

Величина зближення стержнів стяжки у центрі

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = 25 - 18,29 = 6,71 \text{ см}.$$

Приймаємо із запасом на податливість вузлів $\delta = 5 \text{ см}$.

Приклад конструювання вузлів горизонтально напруженої стяжки наведено в додатках 4, 5.

3.3. Розрахунок і конструювання підсилення колони поперечно напруженими розпорками

3.3.1. Дані для проектування

Центрально стиснута залізобетонна колона довжиною $l_0 = 4,3$ м, поперечним перерізом $h_k \times b_k = 30 \times 30$ см = 900 см² з бетону класу В25, робочою поздовжньою арматурою 4Ø22 А400С ($A'_s = 15,2$ см²) має несучу здатність

$$N_u = \eta \cdot \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s),$$

де $\eta = 1,0$; $\varphi = 0,898$.

$$N_u = 1,0 \cdot 0,898 (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2) = 1683,75 \text{ кН.}$$

У процесі реконструкції будови навантаження на колону збільшилось і складає $N_{tot} = 2500$ кН.

3.3.2. Розрахунок

$N_{tot} = 2500$ кН > $N_u = 1683,75$ кН, тому необхідно підсилити колону. Схема підсилення показана на рис. 16.

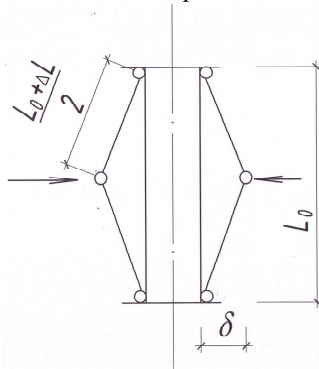


Рис. 16 – *Схема підсилення колони поперечно напруженими розпорками*

Визначаємо переріз розпорок з кутової сталі ($R_y = 240$ МПа = 24 кН/см²):

$$A_y = \frac{N_{tot} - N_u}{\varphi_y \cdot \gamma_y \cdot R_y},$$

де φ_y – коефіцієнт поздовжнього згину, приймається з розрахунку колони φ ; γ_y – коефіцієнт умов роботи розпорок, $\gamma_y = 0,9$.

$$A_y = \frac{2500 - 1683,75}{0,898 \cdot 0,9 \cdot 24} = 42,1 \text{ см}^2.$$

За сортаментом металевго прокату приймаемо $4\angle 90\times 6$ ($A_y = 42,4 \text{ см}^2$), $i = 2,78 \text{ см}$ (радіус інерції).

Кутки з'єднуємо між собою металевими планками перерізом $80\times 8 \text{ мм}^2$ кроком $l_n \leq 40i = 40\cdot 2,78 = 110,8 \text{ см}$. Приймаємо $l_n = 60 \text{ см}$.

3.3.3. Розрахунок стійкості розпорок при введенні їх у роботу

Гнучкість

$$\lambda = \frac{0,5l_o}{i} = \frac{0,5(430 - 60 - 10 + 15)}{2,78} = 67,5.$$

При $\lambda = 67,5$, $\varphi = 0,767$.

Напруження в розпорці $\sigma_{sp} = R_y \cdot \varphi = 24 \cdot 0,767 = 18,4 \text{ кН/см}^2$.

Для забезпечення спільної роботи розпорок із колоною поперечне напруження в розпорці σ_{sp} при її вводиті в роботу призначаємо в межах $70\div 100 \text{ МПа}$ ($7\div 10 \text{ кН/см}^2$) $< \sigma = 18,4 \text{ кН/см}^2$. Беремо $\sigma_{sp} = 90 \text{ МПа} = 9 \text{ кН/см}^2$.

Визначаємо початкове зміщення стику розпорок від колони. Необхідне подовження розпорок

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l_o}{E_s} = \frac{90 \cdot 375}{2,0 \cdot 10^5} = 0,169 \text{ см}.$$

Довжина розпорок до монтажу має бути

$$l_0 + \Delta l = 375 + 0,169 = 375,169 \text{ см}.$$

Зміщення стику розпорок δ від грані колони

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{375,169}{2}\right)^2 - \left(\frac{375}{2}\right)^2} = 5,63 \text{ см}.$$

Враховуючи податливість стиків вузлів, приймаємо $\delta = 10 \text{ см}$.

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$\begin{aligned} N_{u,tot} &= \eta \cdot \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_y \cdot R_y \cdot A_y) = \\ &= 1 \cdot 0,898 \cdot (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2 + 0,9 \cdot 24 \cdot 42,4) = 2506,2 \text{ кН}. \\ N_{tot} &= 2500 \text{ кН} < N_{u,tot} = 2506,2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Умова виконується, тобто міцність колони після підсилення забезпечена.

Приклади конструювання підсилення колон цивільної й промислової будівель попередньо напруженими розпорками наведені в додатках 6, 7.

3.4. Розрахунок і конструювання підсилення колони залізобетонною обоймою

3.4.1. Дані для проектування

При розрахунку підсилення рекомендується: бетон обойми призначати міцністю не менше міцності бетону колони; коефіцієнт поздовжнього згину перерізу обойми φ_{ad} прирівнювати до коефіцієнту φ для колони; прирівнювати коефіцієнти армування колони μ та обойми μ_{ad} ; мінімальна товщина обойми – 50 мм; необхідно забезпечити заходи щодо зчеплення старого бетону з новим – насічка поверхні; промивка водою під тиском; використання спеціальних додатків.

Приймаємо для обойми бетон класу В25, арматуру – класу А400С.

3.4.2. Розрахунок обойми

Визначаємо необхідну площу перерізу бетону обойми

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\gamma_{ad} \varphi_{ad} (R_{b,ad} + \mu_{ad} R_{sc,ad})},$$

де $\mu_{ad} = \mu = \frac{A'_s}{A} = \frac{15,2}{900} = 0,017$; $\gamma_{ad} = 0,75$ – коефіцієнт умов роботи обойми; $\varphi_{ad} = \varphi = 0,898$.

$$A_{ad} = \frac{2500 - 1683,75}{0,75 \cdot 0,898 (1,45 + 37,5 \cdot 0,017)} = 579 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа перерізу підсиленої колони

$$A_{tot} = A + A_{ad} = 900 + 579 = 1479 \text{ м}.$$

Потрібний розмір квадратного перерізу підсиленої колони

$$h_{c,tot} = \sqrt{A_{tot}} = 38,46 \text{ см}.$$

Враховуючи мінімальну товщину обойми, приймаємо $h_{c,tot} = 40 \text{ см}$, тоді

$$A_{ad} = A_{tot} - A = 1600 - 900 = 700 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умов $\mu_{ad} = \mu$, визначаємо площу перерізу арматури обойми:

$$A'_{s,ad} = \mu \cdot A_{ad} = 0,017 \cdot 700 = 11,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо згідно із сортаментом 4Ø20 А400С

$$(A'_{s,ad} = 12,56 \text{ см}^2).$$

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$\begin{aligned}
 N_{u,tot} &= \eta \cdot \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_{ad} R_{b,ad} A_{ad} + \gamma_{ad} R_{sc,ad} A'_{s,ad}) = \\
 &= 1 \cdot 0,898 (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2 + 0,75 \cdot 1,45 \cdot 700 + 0,75 \cdot 37,5 \cdot 12,56) = \\
 &= 2684,6 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

$$N_{tot} = 2500 \text{ кН} < N_{u,tot} = 2684,6 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність підсиленого перерізу забезпечена.

Приклад конструювання підсилення колони залізобетонною обоймою наведений у додатках .

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения). – М., 1988.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1990.
4. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – М.: Стройиздат, 1989.
5. Молодченко Г.А., Гринь В.И. Реконструкция и усиление зданий и сооружений. – К.: ИСДО, 1998.
6. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
8. СНиП II-21-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1982.
9. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978.
10. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978.
11. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.
12. Молодченко Г. А., Гринь В. И. Реконструкция и усиление зданий и сооружений. – К.: ИСДО, 1993.
13. Семенов В. Н. Унификация и стандартизация проектной документации для строительства. – М.: Стройиздат, 1985.

Додаток А

Таблиця 1 – Сталь прокатна широкосмугова універсальна
(ГОСТ 82-70*)

Товщина, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина, мм	(160, 180, 190), 200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, (350), 360, 380, 400, 420, (440), 450, (470), 480, 500, (520), 530, (550), 560, (580), 600, 630, 650, 670, 700, (710), 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Таблиця 2 – Коефіцієнти для розрахунку на міцність елементів
конструкцій, враховуючи розвиток пластичних
деформацій (для двотаврового перерізу)

$\frac{A_f}{A_w}$	0,25	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$C(C_x)$	1,19	1,155	1,11	1,09	1,07	1,06	1,055	1,05	1,045	1,04

Таблиця 1 – Розрахункові опори важкого бетону і його початковий модуль пружності, МПа

Розрахункові параметри	Клас бетону за міцністю при стисканні							
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Для першої групи граничних станів								
Осьовий стиск (призмova міцність) R_b	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
Осьовий розтяг R_{bt}	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,2	1,3	1,4
Початковий модуль пружності бетону E_b	$18 \cdot 10^3$	$21 \cdot 10^3$	$23 \cdot 10^3$	$27 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$32,5 \cdot 10^3$	$34,5 \cdot 10^3$	$36 \cdot 10^3$

Таблиця 2 – Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір			Модуль пружності E_s
	Для розрахунку за першою групою граничних станів			
	Розтягу		Стиску	
	R_s	R_{sw}	R_{sc}	
Стерженьова арматура класу				
A240C	225	175	225	$21 \cdot 10^4$
A400C				
Ø6...8	365	290	365	$20 \cdot 10^4$
Ø10...40	375	290	375	$20 \cdot 10^4$
Дротяна арматура класу Вр-1				
Ø3 мм	375	270	375	$17 \cdot 10^4$
Ø4 мм	365	265	365	$17 \cdot 10^4$
Ø5 мм	360	260	360	$17 \cdot 10^4$

Таблиця 3 – Геометричні характеристики перерізу

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	α_m
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,92	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Таблиця 4 – Коефіцієнти φ_b і φ_r

φ_b									φ_r								
$\frac{N_l}{N}$	При l_0/h_c								$\frac{N_l}{N}$	При l_0/h_c							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20		≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,80	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,85	0,80	0,73	0,65	0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55	1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

Таблиця 5 – Коефіцієнти ξ_y і A_y

Клас арматури	γ_{b2}	B15 ($R_b = 8,5$ МПа)		B20 ($R_b = 11,5$ МПа)		B25 ($R_b = 14,5$ МПа)		B30 ($R_b = 17,0$ МПа)	
		ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y
A400C	1,0	0,615	0,426	0,587	0,415	0,559	0,403	0,537	0,393
$R_s = 375$	0,9	0,642	0,436	0,614	0,426	0,587	0,415	0,565	0,405

Таблиця 6 – Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B-1, Вр-1	B-II, Вр-II,
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

Таблиця 7 – Розрахункові опори сталі в обоймі

Вид армування	$R_{sc}, R_{sw}, \text{МПа}$		
	Сталь класу		Дротяна арматура класу Вр-1
	A240С, смугова і кутикова	A300С	
Поперечна арматура	155	200	220
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обойму	45	57,5	-
Те саме при передачі навантаження з одного боку	135	165	-
Те саме з двох боків	200	250	-

Таблиця 8 – Коефіцієнт поздовжнього згину кладки φ

Гнучкість		φ при пружній характеристиці α					
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200
4	14	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,90
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60
12	42	0,88	0,84	0,79	0,79	0,67	0,51
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32
20	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04

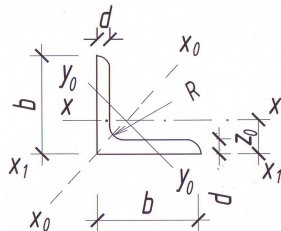
Примітка: Для проміжних значень λ коефіцієнт φ визначаємо за інтерполяцією.

Таблиця 9 – Коефіцієнти ϕ поздовжнього згину центрально стиснутих сталевих елементів

Гнуч- кість, λ	Коефіцієнти ϕ для елементів зі сталі з розрахунковим опором R_y , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

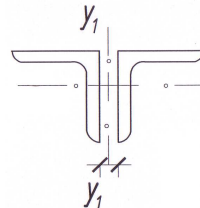
Примітка. Значення коефіцієнтів ϕ в таблиці збільшені в 1000 разів.

Таблиця 10 – Сортамент прокатної сталі. Сталь прокатна кутова рівнобока (вибірка з ГОСТ 8509-57)



П о з н а ч е н н я:

b – ширина полиці
 d – момент полиці
 J – момент інерції
 r – радіус інерції



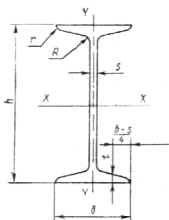
45

Розміри кутків, мм		R, мм	Площа перерізу A_y , м ²	Вага 1 пог. м, кг	Відстань цент-ра ваги z_0 , см	Ось x-x		Ось x_I-x_I	Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Радіуси інерції i_{y2} для двох кутків при δ мм			
b	d					I_x , см	i_x , см	I_{xI} , см	I_{x0} , см	i_{x0} , см	I_{y0} , см	i_{y0} , см	$\delta=8$	$\delta=10$	$\delta=12$	$\delta=14$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
45	4	5	3,48	2,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,40
	5		4,29	3,37	1,30	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42
50	4	5,5	3,89	3,05	1,38	9,21	1,54	16,6	14,6	1,94	3,80	0,99	2,35	2,43	2,51	2,59
	5		4,80	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61
56	4	6	4,38	3,44	1,52	13,1	1,73	23,3	20,8	2,18	5,41	1,11	2,58	2,66	2,73	2,81
	5		5,41	4,25	1,57	16,0	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,10	2,61	2,72	2,77	2,85
63	4	7	4,96	3,90	1,69	18,9	1,95	33,1	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09
	5		6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12
	6		7,23	5,72	1,78	27,1	1,93	50,0	42,9	2,43	11,2	1,24	2,90	2,99	3,06	3,14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
70	4,5	10,7	6,20	4,87	1,88	29,0	2,16	51,0	46,0	2,72	12,0	1,39	3,14	3,21	3,29	3,37
	5		6,86	5,38	1,90	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,16	3,23	3,30	3,38
	6		8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,18	3,25	3,33	3,40
	7		9,42	7,39	1,99	43,0	2,14	80,1	68,2	2,69	17,8	1,37	3,20	3,28	3,36	3,44
	8		10,7	8,37	2,02	48,2	2,13	91,9	76,4	2,68	20,0	1,37	3,22	3,29	3,37	3,45
75	5	9	7,39	5,80	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,35	3,42	3,49	3,57
	6		8,78	6,89	2,06	46,6	2,30	83,9	73,9	2,90	19,3	1,48	3,30	3,44	3,52	3,60
	7		10,1	7,96	2,10	53,3	2,29	98,3	84,6	2,89	22,1	1,48	3,40	3,47	3,54	3,62
	8		11,5	9,02	2,15	59,8	2,28	113,0	94,9	2,87	24,8	1,47	3,43	3,50	3,57	3,65
	9		12,8	10,1	2,18	66,1	2,27	127	105	2,86	27,5	1,46	3,44	3,51	3,59	3,67
80	5,5	9	8,63	6,78	2,17	52,7	2,47	93,2	83,6	3,11	21,8	1,59	3,57	3,64	3,71	3,79
	6		9,38	7,36	2,19	57,0	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,58	3,65	3,72	3,80
	7		10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	104	3,09	27,0	1,58	3,60	3,67	3,75	3,82
	8		12,3	9,65	2,27	73,4	2,44	137	116	3,08	30,3	1,57	3,62	3,69	3,77	3,84
90	6	10	10,6	8,33	2,43	82,1	2,78	145	130	3,50	34,0	1,79	3,96	4,04	4,11	4,19
	7		12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
	8		13,9	10,9	2,51	106	2,76	194	168	3,48	43,8	1,77	4,01	4,08	4,16	4,23
	9		15,6	12,2	2,55	111,8	2,75	219	186	3,46	48,6	1,77	4,04	4,11	4,19	4,25
100	6,5	12	12,8	10,1	2,68	122	3,09	214	193	3,88	50,7	1,99	4,36	4,43	4,50	4,57
	7		13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,59
	8		15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,40	4,47	4,54	4,62
	10		19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,66
	12		22,8	17,9	2,91	209	3,03	402	331	3,81	86,9	1,95	4,48	4,56	4,63	4,71
	14		26,3	20,6	2,99	237	3,00	472	375	3,78	99,3	1,94	4,53	4,60	4,68	4,76
	16		29,7	23,3	3,06	264	2,98	542	416	3,74	112	1,94	4,57	4,64	4,72	4,80
110	7	12	15,2	11,9	2,96	176	3,40	308	279	4,29	72,7	2,19	4,76	4,85	4,92	5,00
	8		17,2	13,5	3,00	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,80	4,87	4,95	5,02

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
125	8	14	19,7	15,5	3,36	294	3,87	516	467	4,87	122	2,49	5,30	5,46	5,53	5,60
	9		22,0	17,3	3,40	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10		24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	12		28,9	22,7	3,53	422	3,82	782	670	4,82	174	2,46	5,48	5,55	5,62	5,70
	14		33,4	26,2	3,61	482	3,80	916	764	4,78	200	2,45	5,52	5,60	5,67	5,75
	16		37,8	29,6	3,68	539	3,78	1051	853	4,75	224	2,44	5,56	5,63	5,72	5,78
140	9	14	24,7	19,4	3,78	466	4,34	818	739	5,47	192	2,79	6,02	6,10	6,16	6,24
	10		27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	12		32,5	25,5	3,90	602	4,31	1097	957	5,43	248	2,76	6,08	6,15	6,25	6,30
160	10	16	31,4	24,7	4,30	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
	11		34,4	27,0	4,35	844	4,95	1494	1341	6,24	348	3,18	6,86	6,93	7,00	7,07
	12		37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
	14		43,3	34,0	4,47	1046	4,92	1911	1662	6,20	431	3,16	6,91	6,98	7,05	7,13
	16		49,1	38,5	4,55	1175	4,89	2191	1866	6,17	485	3,14	6,95	7,03	7,10	7,18
	18		54,8	43,0	4,63	1299	4,87	2472	2061	6,13	537	3,13	7,00	7,07	7,14	7,22
	20		60,4	47,4	4,70	1419	4,85	2756	2248	6,10	589	3,12	7,04	7,11	7,18	7,26
180	11	16	38,8	30,5	4,85	1216	5,60	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,82
	12		42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,84
200	12	18	47,1	37,0	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
	13		50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,50	8,58	8,64	8,71
	14		54,6	42,8	5,46	2097	6,20	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,60	8,66	8,73
	16		62,0	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,70	8,77
	20		76,5	60,1	5,70	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25		94,3	74,0	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
	30		111,5	87,6	6,07	4020	6,00	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,90	8,97	9,05
220	14	21	60,4	47,4	5,93	2814	6,83	4941	4470	8,60	1159	4,38	9,31	9,37	9,45	9,52
	16		68,6	53,8	6,02	3175	6,81	5661	5045	8,58	1306	4,36	9,35	9,42	9,49	9,56

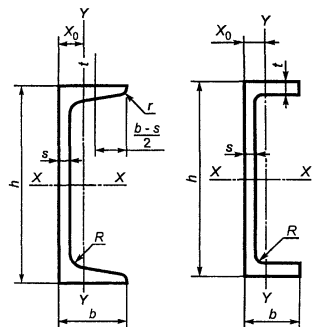
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
250	16	24	78,4	61,5	6,75	4717	7,76	8286	7492	9,78	1942	4,98	10,55	10,62	10,68	10,75
	18		87,7	68,9	6,83	5247	7,73	9342	8337	9,75	2158	4,96	10,59	10,65	10,72	10,80
	20		97,0	76,1	6,91	5765	7,71	10401	9160	9,72	2370	4,94	10,62	10,69	10,76	10,83
	22		106,1	83,3	7,00	6270	7,69	11464	9961	9,69	2579	4,93	10,67	10,74	10,81	10,88
	25		119,7	94,0	7,11	7006	7,65	13064	11125	9,64	2887	4,91	10,72	10,79	10,86	10,93
	28		133,1	104,5	7,23	7717	7,61	14674	12244	9,59	3190	4,86	10,78	10,85	10,92	10,99
	30		142,0	111,4	7,31	8177	7,59	15753	12965	9,56	3389	4,89	10,82	10,89	10,96	11,03



Таблиця 11 – Сортамент гарячекатаних двутавров (з уклоном внутрішніх граней
полок 6-12%) за ГОСТ 8239-97

Номер дву- тавра	Розмери						Площа попереч- ного пере- різу, см ²	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей								
	h	b	s	t	R	r			X – X				Y – Y				
					не більш						I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22		
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38		
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55		
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70		
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88		
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07		
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27		
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37		
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54		
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69		
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79		
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89		
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03		
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09		
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23		
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39		
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54		

Примітка: Двутаври №№ 24-60 не рекомендується застосовувати у нових розробках.

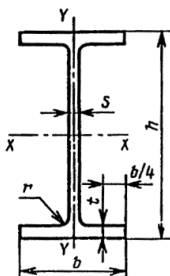


Таблиця 12 – Сортамент гарячекатаних швелерів за ГОСТ 8240-97

Номер швелеру	h	b	s	t	R	r	Площа поперечного перетину F , см^2	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей							X_0 , см
	мм								$x-x$				$y-y$			
									I_x , см^4	W_x , см^3	i_x , см	S_x , см^3	I_y , см^4	W_y , см^3	i_y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21

Продовження табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75
<i>Швелери з паралельними гранями полиць</i>																
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16aП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18aП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05



Таблиця 13 – Сортамент гарячекатаних двутавров з паралельними
гранями полиць за ГОСТ 26020-83

Номер профілю	мм					Площа перерізу, см ²	Лінійна щільність, кг/м	Довідкові значення для осей						
	h	b	s	t	r			x-x				y-y		
								I _{xx} см ⁴	W _{xx} см ³	S _{xx} см ³	t _{xx} см	I _{yy} см ⁴	W _{yy} см ³	t _{yy} см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Нормальні двутаври														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5,0	7,4		20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
18Б2	180	91	5,3	8,0		23,96	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	33,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6,0	100		39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	295	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10,0		55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13,0		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
50Б1	492	203	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14,0		102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,0	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2	547	220	10,0	15,5		124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2655,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2	597	230	11,0	17,5		147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1	631	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,60	144,2	145912	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17,0	26	203,20	159,5	199500	5044	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
80Б2	798	230	14,0	20,5		226,60	177,9	232200	5820	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
90Б1	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	304400	6817	3954,0	35,09	8365,0	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22,0		272,40	213,8	349200	7760	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2	998	320	17,0	25,0		328,90	258,2	516400	10350	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18,0	29,0		364,00	285,7	537700	11680	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,60	314,5	655400	12940	7470,0	40,45	1780,0	1114,3	6,67
Широкополочні двутаври														
20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31

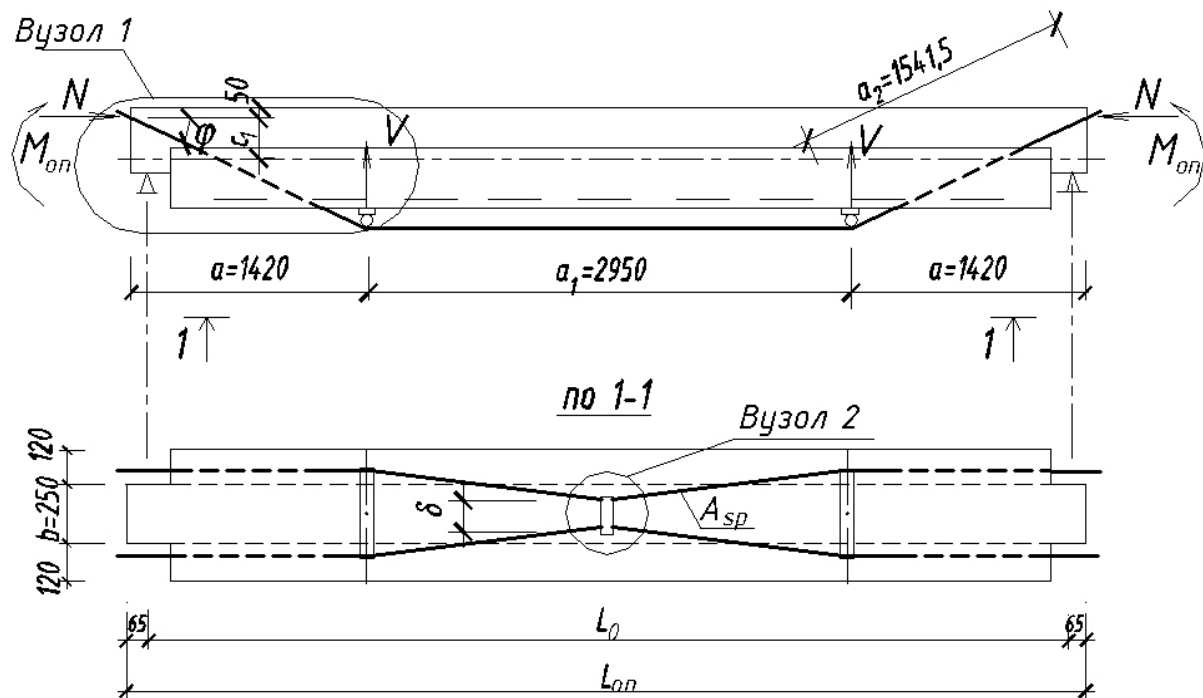
Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0		87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35О1	338	250	9,5	12,5	20	96,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0		116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0		141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5		225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	205	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Д14	603	320	20,0	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5936	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0		251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	261	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонні двугаври														
20К1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04

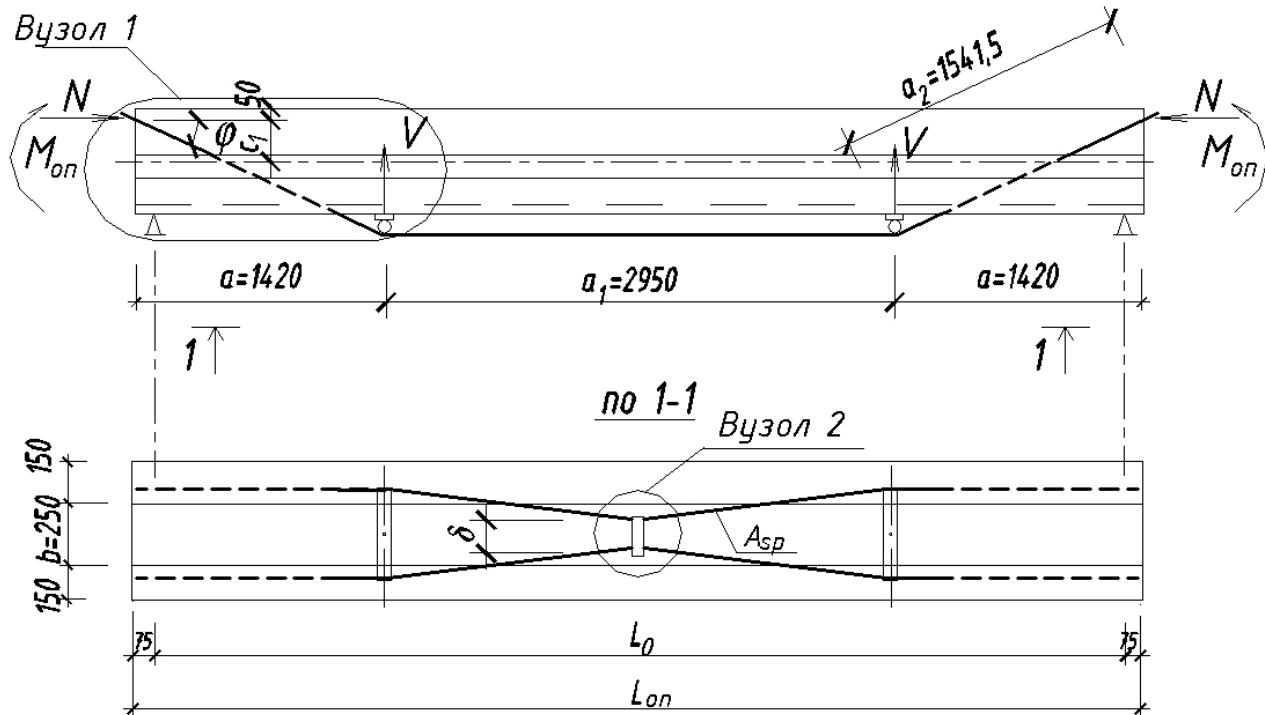
Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
26K1	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	258	260	9,0	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30K2	300	300	10,0	15,5		122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30K3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35K2	348	350	11,0	17,5		160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
3SK3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40K1	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40K2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40K3	409	400	16,0	24,5		257,30	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11
Двутаври додаткової серії (Д)														
24ДБ1	239	115	5,5	9,3	15	35,45	27,8	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269	125	6,0	9,5	15	40,68	31,9	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360	145	7,2	12,3	18	62,60	49,1	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1*	349	127	5,8	8,5	15	42,78	33,6	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1*	399	139	6,2	9,0	15	50,58	39,7	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1*	450	152	7,4	11,0	15	67,05	52,6	21810	969,2	556,8	18,04	648,2	85,0	3,10
45ДБ2*	450,0	180,0	7,6	13,3	18	82,8	66,0	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16,0	18	92,6	72,7	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87
40ДШ1	397,6	302,0	11,5	18,7	22	169,0	124,0	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21,0	26	198,0	155,0	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05

* Эти профили наиболее экономичны в сравнении с равнопрочными (W_x) нормальными двутаврами Б.

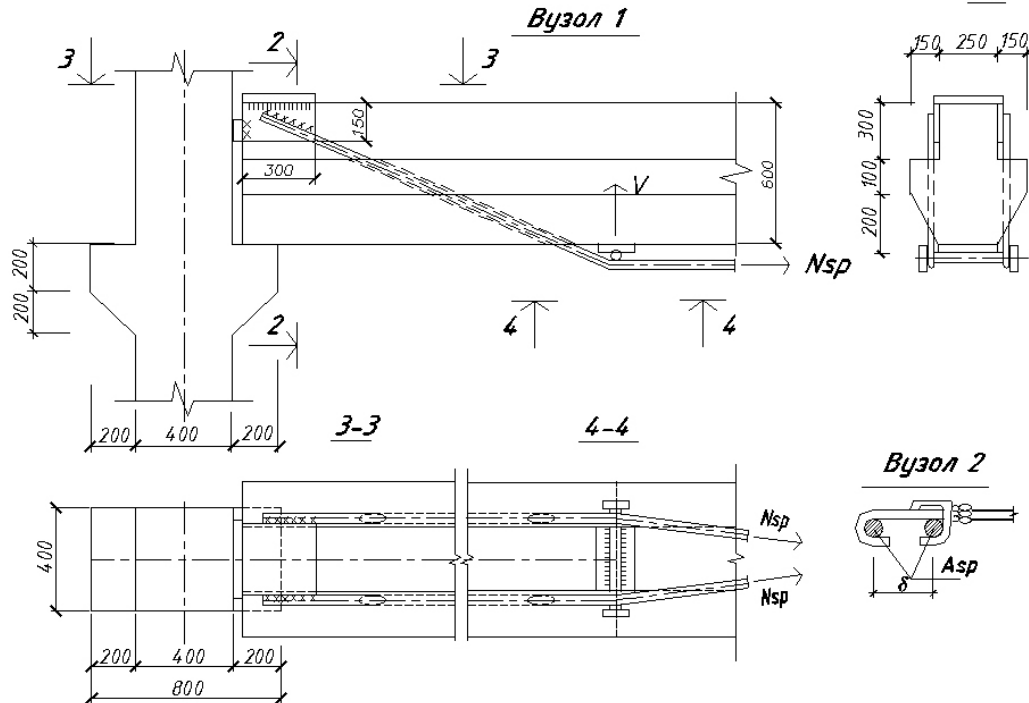




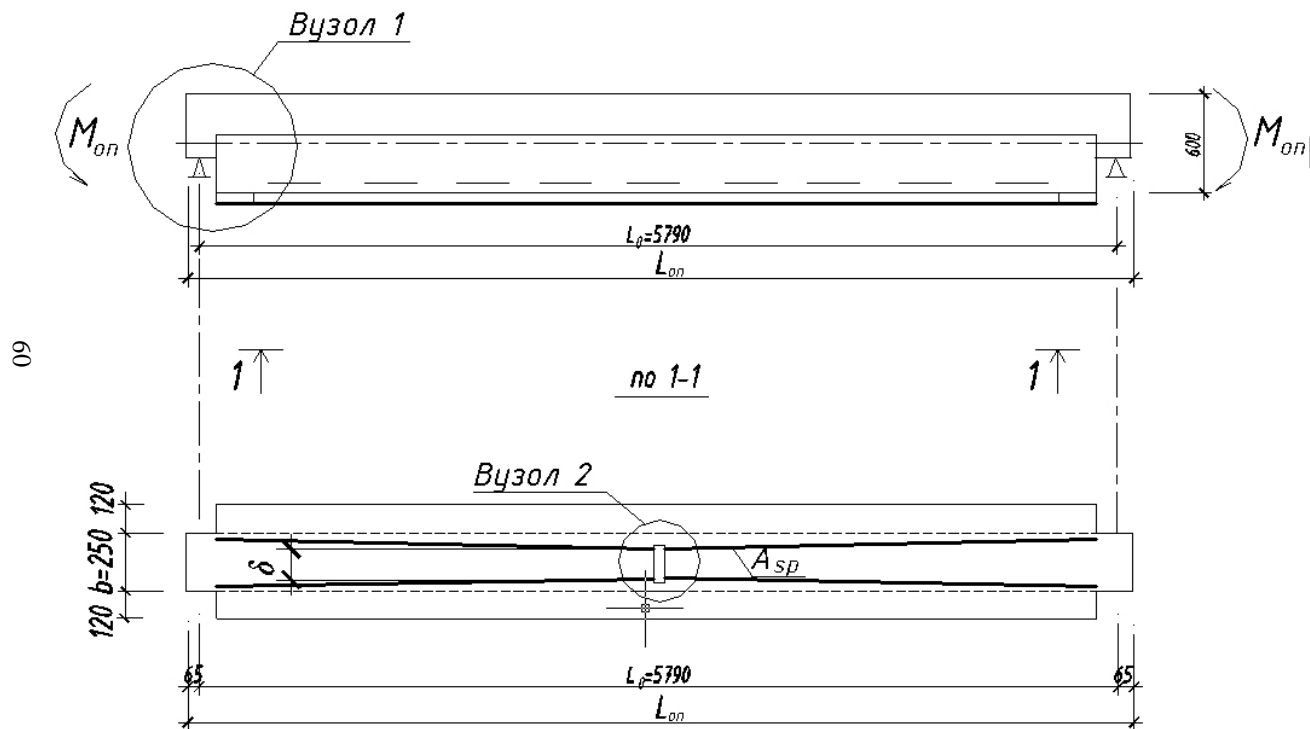


Продовження додатка 3

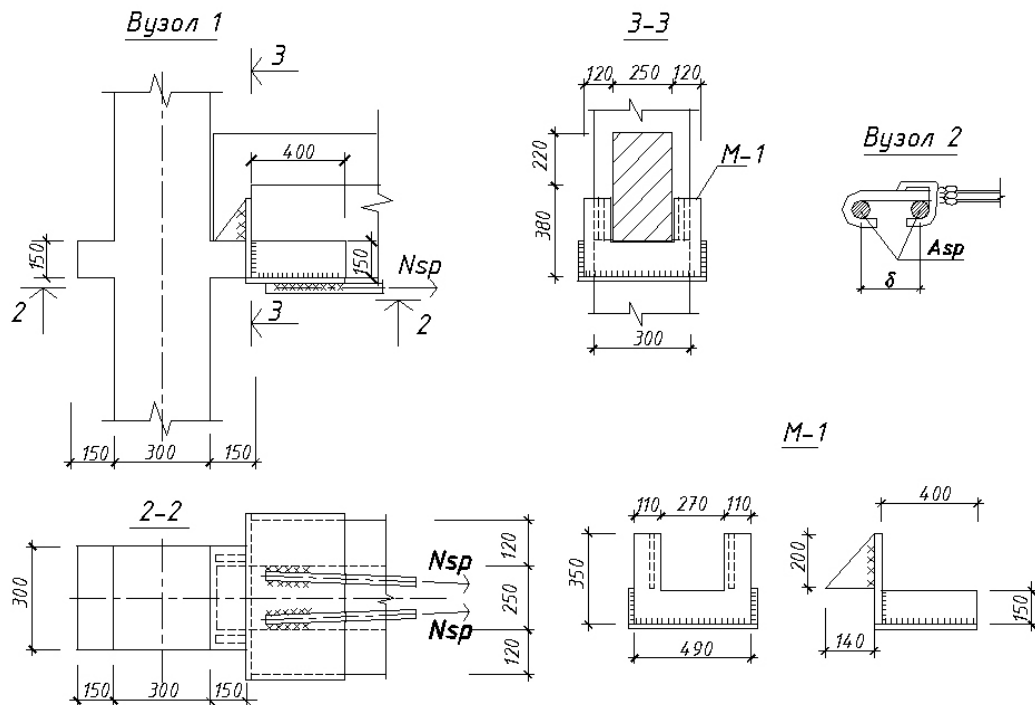
2-2

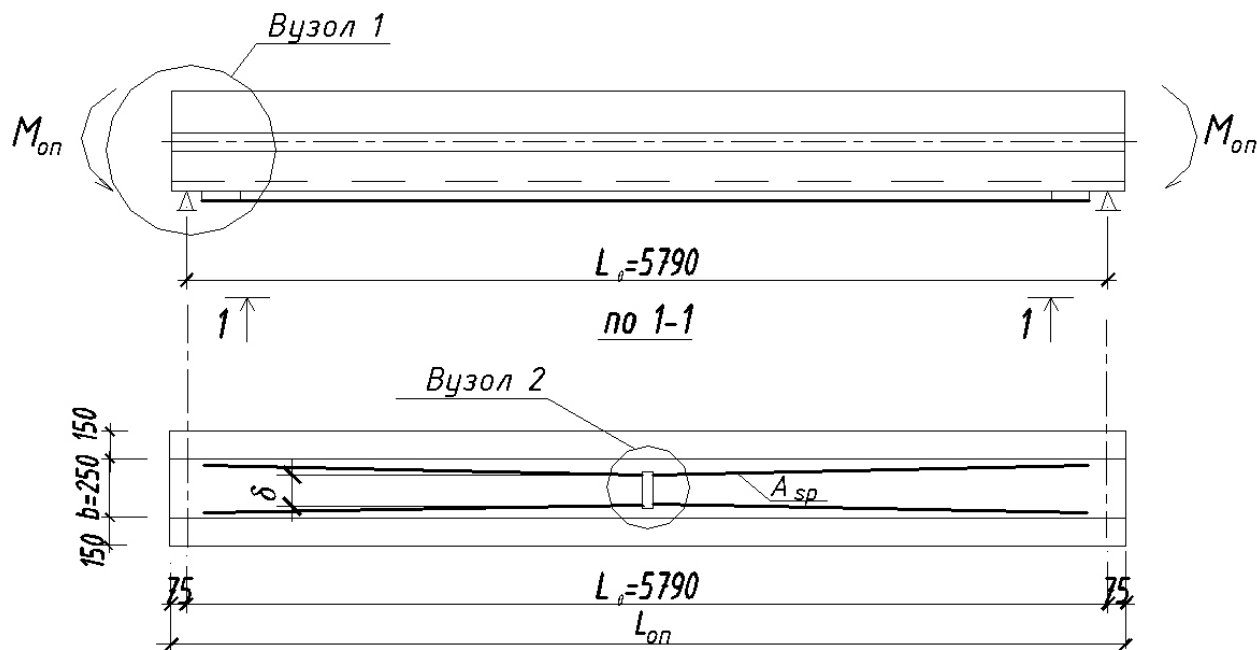


Вузол 2

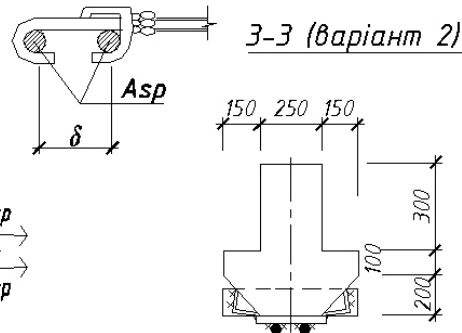
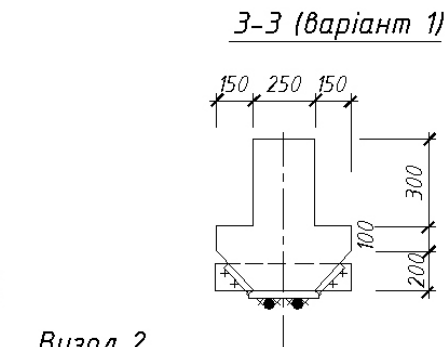
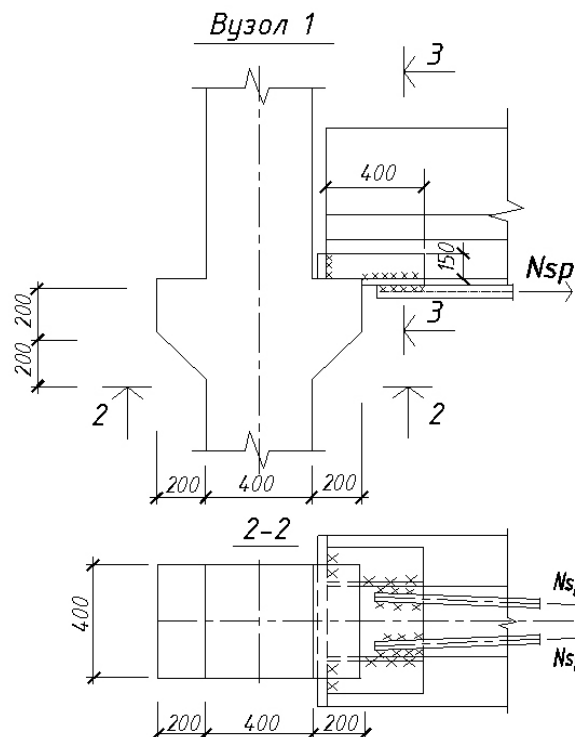


19



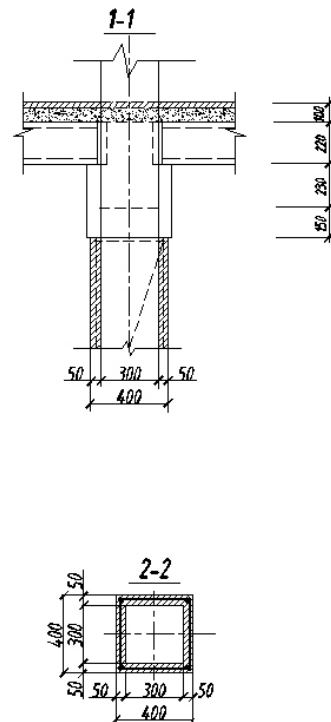
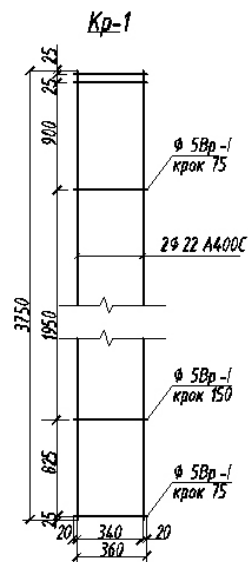
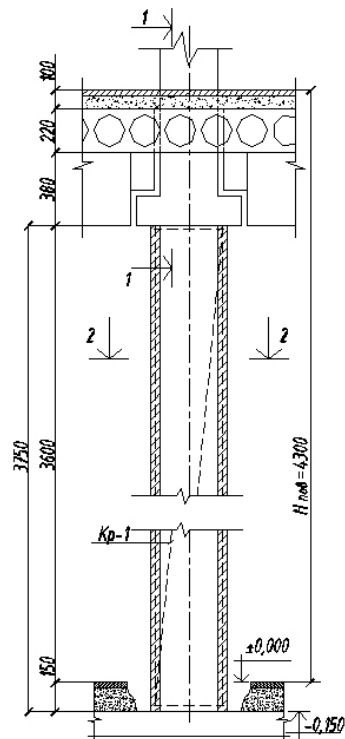


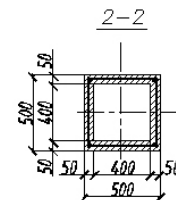
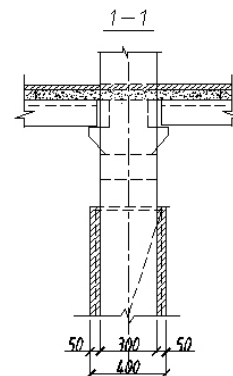
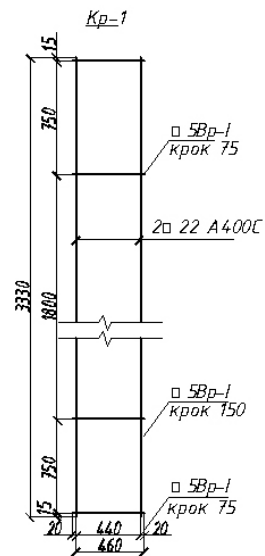
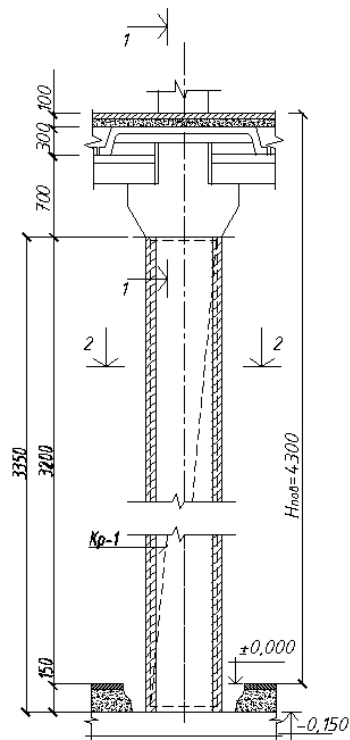
63



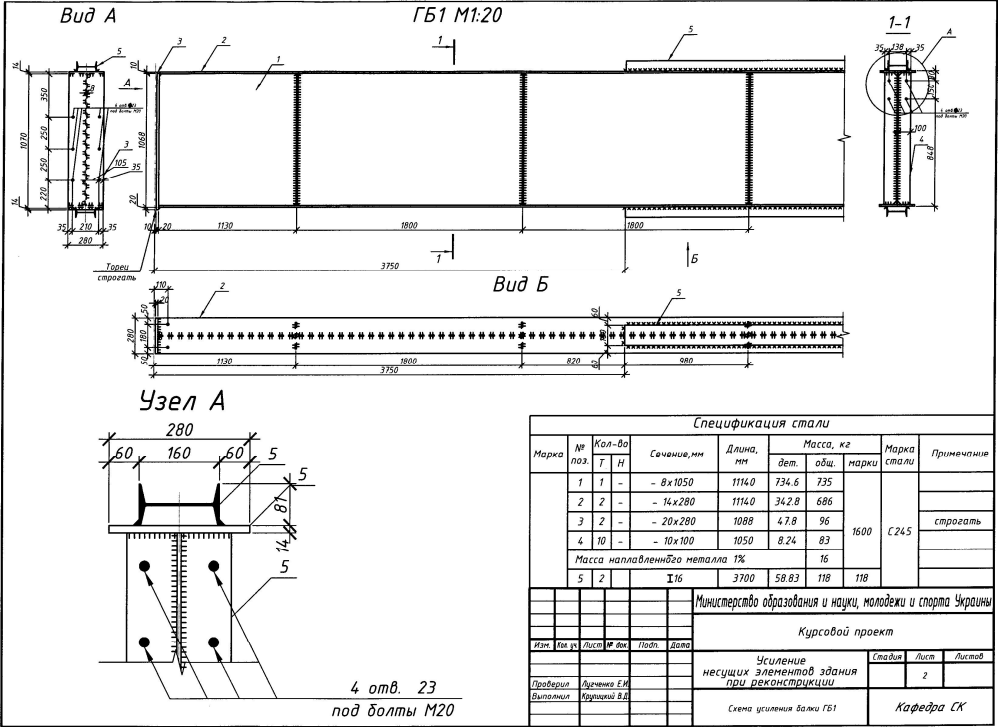


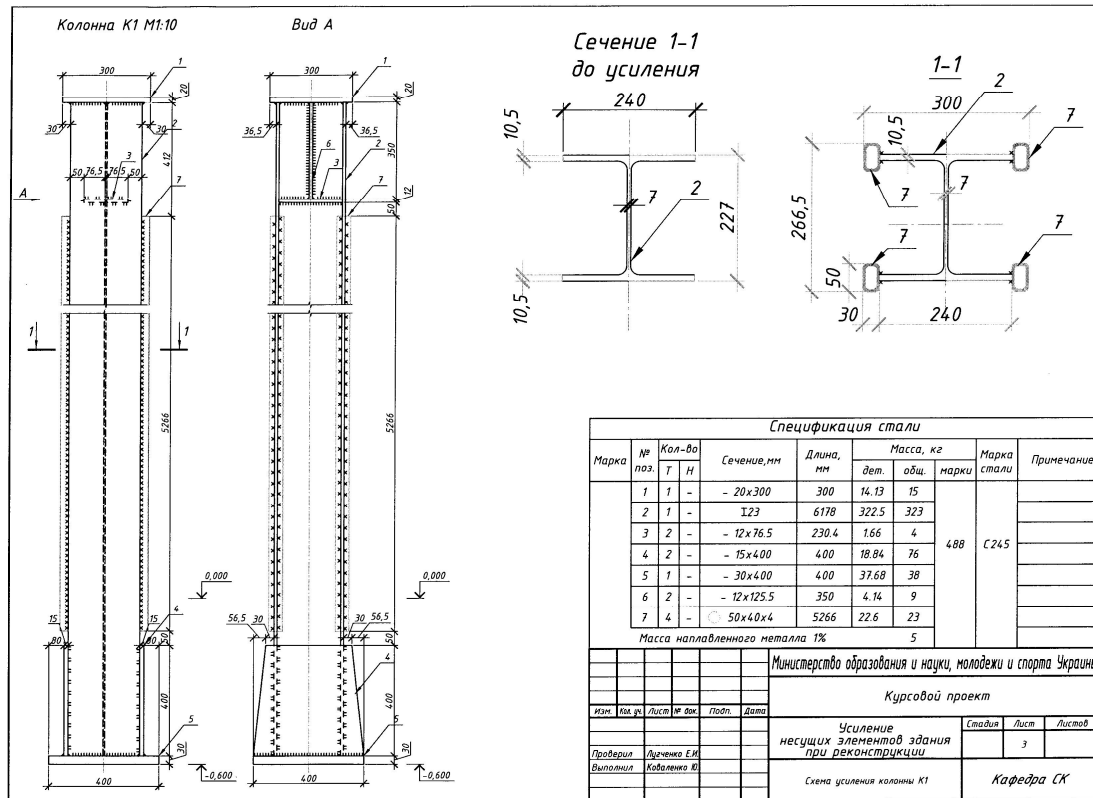


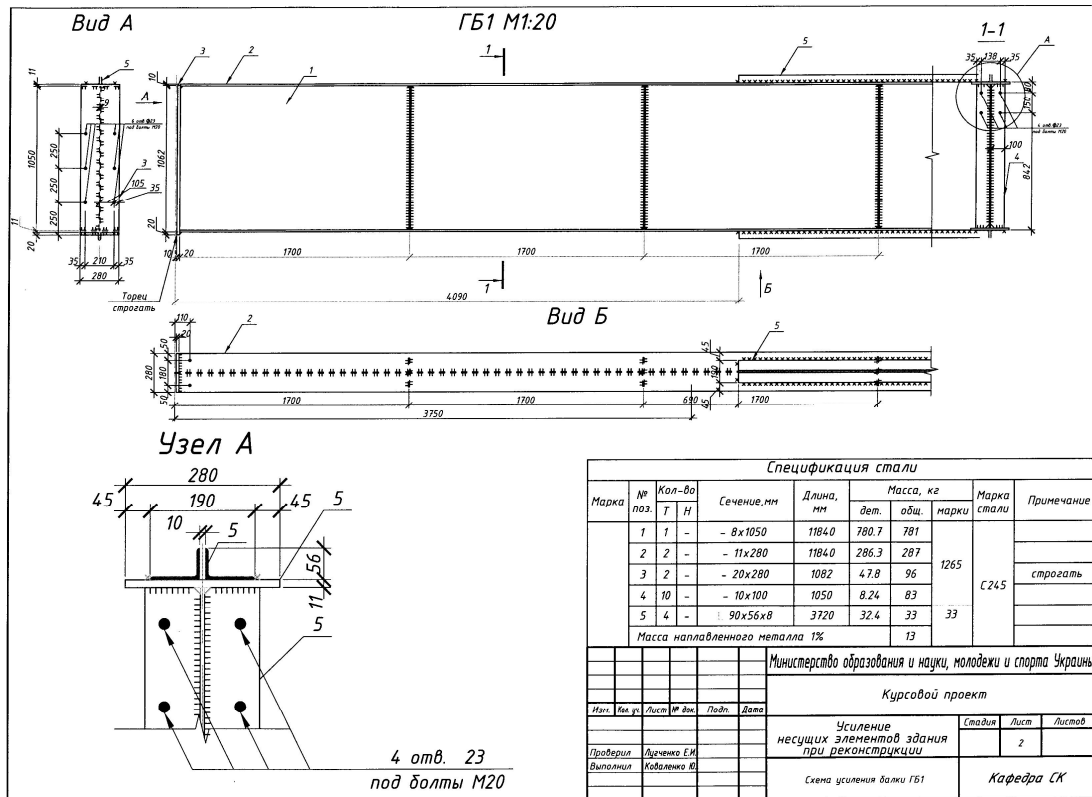


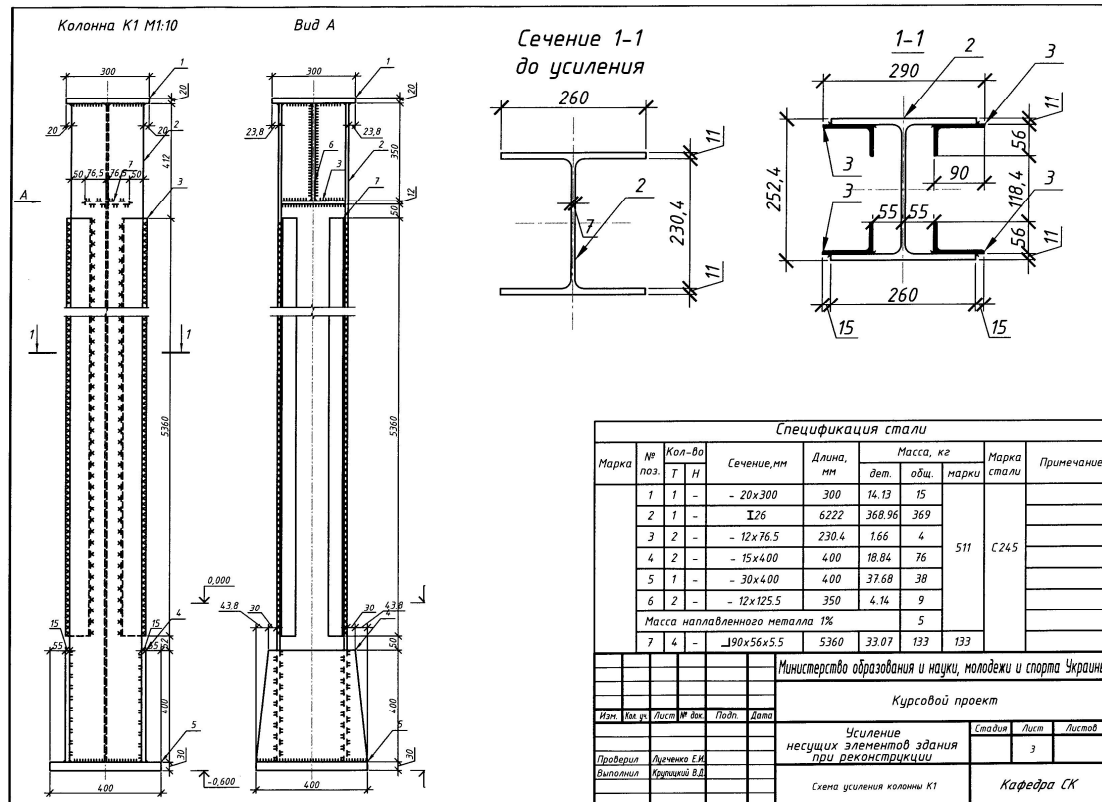


Приклад конструювання підсилення металевих конструкцій









ЗМІСТ

	стор.
Вступ	3
Зміст і обсяг курсового проекту	3
Частина I. Підсилення металевих конструкцій	3
1. Розрахунок елемента, що згинається в умовах реконструкції	5
1.1. Підсилення балок шляхом збільшення площі їх перерізу	6
1.2. Підсилення центрально-стиснутого елемента (колони) шляхом збільшення площі її перерізу	8
2. Приклад розрахунку курсового проекту	10
2.1. Розрахунок підсилення допоміжної балки	11
2.1.1. Підсилення робимо шляхом збільшення площі перерізу балки (приваркою до поясів двотавра №30 сталевих смуг)	11
2.1.2. У разі підсилення допоміжної балки двома швелерами	12
2.1.3. Встановимо прив'язку елементів підсилення до опори	14
2.2. Розрахунок підсилення головної балки	15
2.2.1. Підбір перерізу головної балки	16
2.2.2. Підсилення головної балки листами	17
2.2.3. Розрахунок зварних швів прикріплення накладних листів до полук двотавра	22
2.3. Підсилення центрально-стиснутого елемента	22
Частина II. Підсилення залізобетонних конструкцій	
Загальні вказівки	27
Етапи виконання курсового проекту	27
Склад курсового проекту	27
3. Розрахунок і конструювання підсилення несучих залізобетонних елементів будівлі	27
3.1. Розрахунок підсилення ригеля шпренгельною стяжкою	27
3.1.1. Дані для проектування	27
3.1.2. Розрахунок	28
3.1.3. Конструювання шпренгеля	30
3.2. Розрахунок підсилення ригеля горизонтальною стяжкою	30
3.2.1. Розрахунок	31

3.2.2. Конструювання	32
3.3. Розрахунок і конструювання підсилення колони попередньо напруженими розпірками	33
3.3.1. Дані для проектування	33
3.3.2. Розрахунок	33
3.3.3. Розрахунок стійкості розпірок при введенні їх у роботу	34
3.4. Розрахунок і конструювання підсилення колони залізобетонною обіймою	35
3.4.1. Дані для проектування	35
3.4.2. Розрахунок обійми	35
Список джерел	36
Додатки	37

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсового проекту
з дисципліни

«РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА ЗМІЦНЕННЯ БУДІВЕЛЬ»

*(для студентів 5 курсу денної, 6 курсу заочної форм навчання
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ЛУГЧЕНКО** Олена Іванівна,
КУЛАКОВ Олександр Юрійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *О. І. Лугченко*

План 2012, поз. 5М

Підп. до друку 17.10.2012
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60х84/16
Ум. друк. арк. 4,3
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011р.